

ARMIERTER BETON.

1909. JULI.

INHALT:

Einige Beispiele über die Verwendung des Eisenbetons im Wasserbau. Mit einer Äußerung des Herrn Geheimen Hofrats Professor Engels (Dresden). S. 271.

Die neuen Vorschriften des österreichischen Betonvereins über die Herstellung von Tragwerken aus „Betoneisen“ bei Hochbauten. Von Prof. M. Foerster (Dresden). S. 278.

Bemerkenswerte Bauwerke in Eisenbeton. Von Oberingenieur Hart (Berlin). (Fortsetzung und Schluß von Seite 120.) S. 282.

Bemerkungen zum Vortrag des Herrn Ingenieurs Kleinlogel über „Berechnung und Anwendung des umschürten Betons“ und Diskussion auf der letzten Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins. Von Ingenieur S. Magid (Berlin-Charlottenburg). S. 290.

Mitteilungen über das Ergebnis des Wettbewerbes für die neue Rheinbrücke in Rheinfelden. Von Dipl.-Ing. W. Obrist (St. Gallen). S. 292.

Literaturschau. Von Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden). S. 294.
Verschiedene Mitteilungen. S. 301. — Fragekasten. S. 301.

EINIGE BEISPIELE ÜBER DIE VERWENDUNG DES EISENBETONS IM WASSERBAU.

Zusammengestellt nach den Berichten am XI. Internationalen Schiffahrtskongreß.

Mit einer Äußerung des Herrn Geheimen Hofrats Professor Engels (Dresden).

Mit den nachfolgenden Bemerkungen komme ich gern Ihrer Aufforderung nach, mich über die Anwendung des Eisenbetons bei Wasserbauten zu äußern.

1. Die Hauptbedeutung kommt dem Eisenbeton zu als Ersatz des Holzes in den Fällen, wo dieses einer baldigen Zerstörung ausgesetzt sein würde, wo also das zu Fundamenten oder auch zu wichtigen, einen integrierenden Bestandteil des Bauwerks bildenden seitlichen Einfassungen verwendete Holz nicht dauernd unter Wasser liegen würde. Es ist für mich außer Frage, daß z. B. bei Fundamenten die Eisenbeton- bzw. die reinen Betonpfähle den Holzpfahl mehr und mehr verdrängen werden, daß die hölzernen Bohlwerke in ihrem oberen, nicht dauernd benetzten Teil in Zukunft überwiegend Eisenbetonwände aufweisen werden. Ferner bezweifle ich nicht auf Grund der bisherigen Ausführungen und Erfahrungen, daß bei Seebauten, bei denen wegen des Bohrwurms Holz ausgeschlossen ist, der Eisenbetonpfahl und auch der durch eine Betenhülle geschützte Eisenpfahl zu immer wachsender Verwendung kommen wird.

2. In Zukunft wird der Eisenbeton noch mehr denn bisher Verwendung finden bei allen erheblichen Fundamentverbreiterungen, d. h. dort, wo auf wenig tragfähigen Baugrund konzentrierte Lasten aufzusetzen sind. Die in solchen Fundamentplatten auftretenden Zugspannungen lassen sich ohne Eiseinlagen nur verringern durch erhebliche Plattenstärken, während man bei be-

wehrten Platten mit weit geringeren Stärken auskommt.

3. Das Mittel, die Standsicherheit von Ufermauern durch Benutzung der Erdauflast an ihrer Rückseite herbeizuführen, führt von selbst zu der wirtschaftlich besten Bauweise der sogenannten Winkelstützmauern.

4. Die bei Kammerschleusen und insbesondere bei Trockendocks so wichtige Sicherung der Betonsole gegen Aufreißen läßt sich am besten durch Eiseinlagen herbeiführen, namentlich seitdem wir das Verfahren der Grundwassersenkung technisch ausgebildet und dadurch die Möglichkeit erlangt haben, solche Arbeiten auch in sehr tief liegenden Sohlen im Trocknen auszuführen.

5. Der Eisenbeton wird bei Wasserbauten überall dort mit Vorteil Verwendung finden, wo es sich um große Bauwerke auf nachgiebigem Untergrunde handelt, wie z. B. Deichschleusen und Siele im Marschlande.

6. Der Eisenbeton gewinnt bei der Uferbefestigung unserer Schiffahrtskanäle, bei festen Wehren usw. eine wachsende Bedeutung.

Die vorstehenden Bemerkungen machen durchaus keinen Anspruch darauf, die Verwendungsgebiete und -möglichkeiten des Eisenbetons im Wasserbau erschöpfend dargelegt zu haben. M. E. kommt es zurzeit auch weniger darauf an als auf die Hauptfrage nach dem Verhalten des Eisenbetons bei Wasserbauten und in engerer Begrenzung des Eisenbetons, der in unmittelbare Berührung mit Wasser kommt, sei

diese eine dauernde oder vorübergehende. Die noch offene Frage, die der allgemeinen Verwendung des Eisenbetons bei Wasserbauten und besonders bei Seebauten hindernd im Wege steht, ist keine Konstruktions- sondern lediglich eine Materialfrage. Wie verhält sich der Eisenbeton gegen Seewasser? Welche nicht zu vermeidende Schädigungen sind einwandfrei festgestellt und welchen Einflüssen sind sie zuzu-

Die Leser aber, die sich über die bisherigen Leistungen des Eisenbetonbaues im Wasserbau ausführlich unterrichten wollen, seien verwiesen auf das ausgezeichnete Werk von Professor F. W. Otto Schulze im Handbuch für Eisenbetonbau, Band III, Teil 1.

An früherer Stelle („Arm. Beton“ Juli 1908) wurde über den Verlauf des XI. internat. Schiff.-Kongr. berichtet und dabei auf jene Mitteilungen hingewiesen, welche die

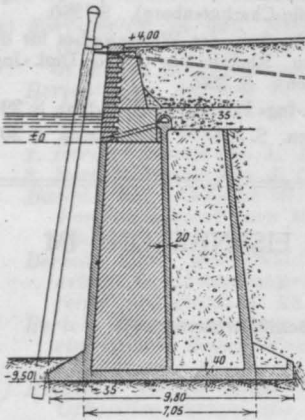


Fig. 1a.

Kaimauer in Rotterdam.
Querschnitt.

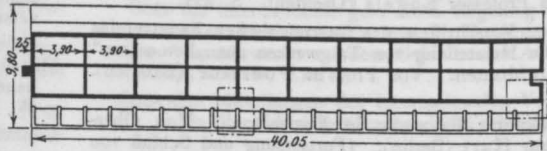


Fig. 1b. Grundriß.

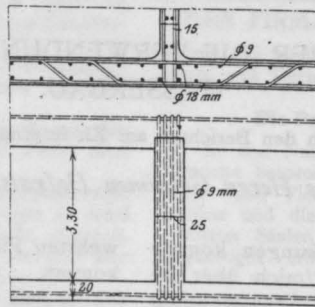


Fig. 1e. Einzelheiten.

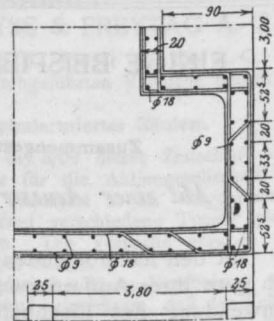


Fig. 1d. Einzelheiten.

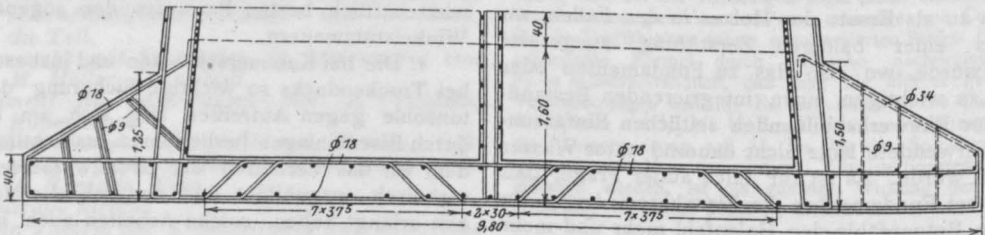


Fig. 1c. Einzelheiten am Fuße.

schreiben? Es ist nicht meine Aufgabe, mich über diese Frage hier auszulassen, die mehr Sache des Chemikers ist, trotzdem es scheint, daß die beobachteten Zerstörungen an Betonkörpern in höherem Maße auf mechanische als auf chemische Wirkungen zurückzuführen sind. Wohl aber will ich, da es sich um Eisenbeton handelt, darauf hinweisen, daß auch die Einwirkung des Seewassers auf das im Beton eingeschlossene Eisen noch einer gründlichen Untersuchung bedarf.

Solange diese reinen Materialfragen nicht geklärt sind, wird man das Mißtrauen, das man noch an vielen Stellen der Verwendung des Eisenbetons im Seebau entgegenbringt, als nicht unberechtigt anerkennen müssen.

Verwendung des armierten Betons bei Wasserbauten zum Gegenstande ihres Berichtes machten. Es soll nun im Folgenden auf den Inhalt dieser Veröffentlichungen näher eingegangen werden und zwar in der Reihenfolge, wie sie an genannter Stelle angeführt wurden.

Herr Wouter Cool, Ingenieur der Stadt Rotterdam, berichtet über eine Reihe von Neubauten, die größtenteils in Rotterdam ausgeführt wurden. Beim Umbau einer Kaimauer im Eisenbahnhafen hatte man mit Vorteil einen Eisenbetonkasten verwendet, der sich teilweise auf die alte Kaimauer, teilweise auf neue vorgeschlagene Holzpfähle stützte. Diese Erfahrungen verwendete man nun beim Baue einer neuen Kaimauer, wo man jedoch den aus armiertem Beton hergestellten Caisson unmittelbar auf den Sand aufsetzte (Fig. 1). Zuerst baute man 2 Caissons in schwimmenden Stapelplätzen von 20 bzw. 25 m Länge, welche die ihnen fehlende Stabilität durch Beton erhielten. Wegen ihres bedeutenden Tiefganges mußte man sie mit Barken verbinden. Derart schleppte man sie auf der Maas nach ihren Verwendungsplätzen.

Die später erbauten Caissons erhielten am Bauplatz nur die nötige Höhe, wurden zur Verwendungsstelle geschleppt und dort erst vollständig fertiggestellt. Der Querschnitt der Kaimauer zeigt gleichzeitig den des Caissons. Er hat, die unteren Vorsprünge inbegriffen, eine Breite von 9,80 m;

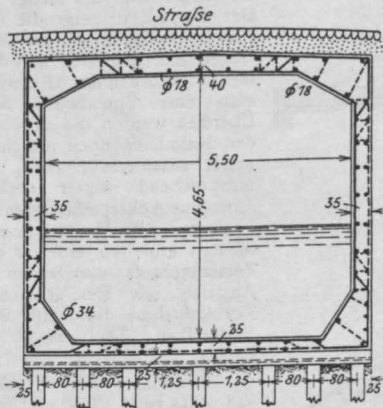


Fig. 2. Schiffahrtstunnel in Rotterdam.

seine Länge beläuft sich auf 40,05 m. Der Grundriß zeigt die Teilung in 20 Räume. Die Fortsetzung der Mauer auf 10 m Höhe bei 7,5 m Tiefgang erfolgte in schwimmendem Zustande. Der Caisson wird auf den horizontal gebaggerten Boden versenkt, was durch Ein-

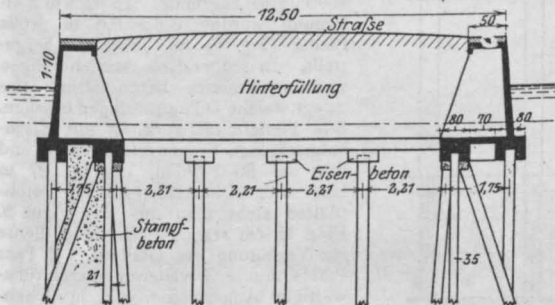


Fig. 3a. Verbindungsdamme. Schleuse bei Utrecht.

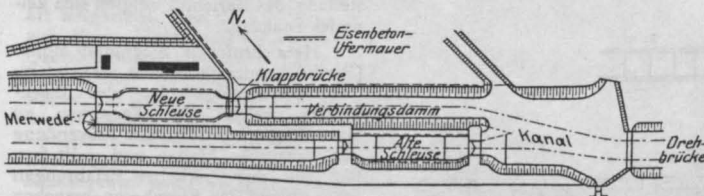


Fig. 3. Schleuse bei Utrecht.

dringen von Wasser geschieht. Die Caissons greifen mit Feder und Nut ineinander. Die 10 vorderen Zellen wurden mit Beton, die übrigen mit Sand gefüllt, das trockene Einbringen des Betons wurde durch eine eigene Sturzvorrichtung bewirkt, die durch Jute wasserdicht abgeschlossen wurde. Je zwei Vorderzellen wurden gleichzeitig mit

Beton gefüllt. Zur Druckausgleichung wurde in die angrenzenden rückwärtigen mittels eines Siphons Wasser eingeleitet. Die Sandfüllung wurde durch einen Elevator bewerkstelligt. Dieser Bauvorgang gestattet ein gleichzeitiges Arbeiten an 320 m Länge. Im ganzen stellte man 1600 m her. Die Kaimauergründungen im Maas- und Rheinhafen sind Plattenfundierungen auf Holzpählen. Im Maashafen bediente man sich überdies der Taucherglocke. Ferner beschreibt der Verfasser einige ausgeführte Winkelstützmauern, so die längs der Schie und am Kattenburger Kai in Amsterdam. Der Schiffahrtstunnel unter dem großen Markt in Rotterdam (Fig. 2) von rechteckigem Querschnitte wird alle 2 m auf Holzpählen gestützt; ein Stück davon hat eine Freilänge von 10 m. Ähnlich ausgeführt ist der Düker der Kanalisation in Helmond. Bei der Schleuse im Merwedekanal bei Utrecht, die stromabwärts der bestehenden angelegt wurde, sind die Schleusenmauern (Fig. 3) sowie die Stützen des Verbindungsdammes aus Eisenbeton. Sie ruhen auf vertikalen und geneigten Pfählen, die einen armierten Betonrost tragen. Die Hinterfüllung wird durch Grundbalken gestützt und längs dieser dient ein Stampfbetonkörper zur Abdichtung. Der Rost besteht aus 2 armierten Längsbalken $0,6 \times 0,8$ m, die durch gleich hohe aber nur $0,30$ m breite Querbalken alle $2,1$ m verbunden sind. Die Pfähle reichen $0,30$ m in die Längsbalken hinein. Gegen oben ist der Rost durch eine $0,20$ m starke Platte abgeschlossen. Die Wandstärken der $2,13$ m abstehenden Winkelstützen sind oben 10 cm, unten 20 cm; die Verbindung erfolgt durch Strebebeiler. Die Stützen des Verbindungsdammes sind durch Anker

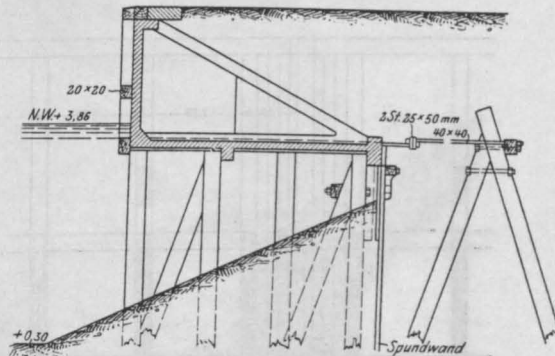


Fig. 4a. Kaimauer. Querschnitt.

verbunden, d. s. 30×30 cm starke Eisenbetonbalken, die auf 3 Reihen von Pfählen ruhen, die durch Pfahlhauben aus umschnürtem Beton gedeckt sind. Der noch erwähnte Eisenbahnviadukt in Amsterdam gehört schon in das Gebiet des Tiefbaues.

Über die Verwendung von Eisenbeton bei Kaibauten in Stockholm berichtet Herr Hauptmann A. Lundberg (Fig. 4). Maßgebend bezüglich der Verwendung waren in erster Linie Erwägungen über die Dauer und den Kostenpunkt der neuen Anlagen; für die Verwendung eines derart leichten Materials wie Eisenbeton sprach auch der schlechte Baugrund. Man entschloß sich, die Kaimauer stückweise auszuführen. Nach den nötigen Baggar- und Rammarbeiten wurde auf einer durch Schrauben und Rollen beweglichen Bühne die Herstellung der Stampfarbeit vorgenommen. Der fertige Betonkörper wurde gesenkt, nachdem man vorher die hölzernen und eisernen Querbalken

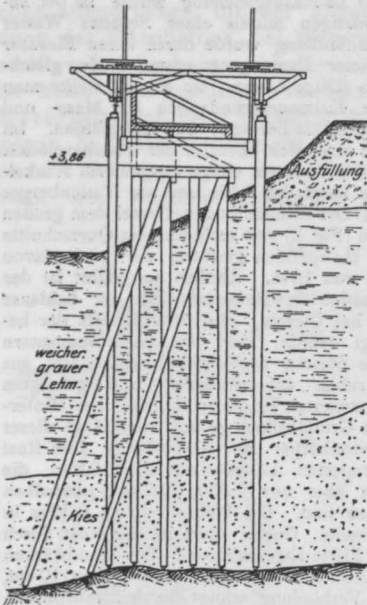


Fig. 4 b. Kaimauer. Querschnitt.

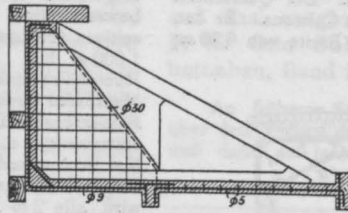


Fig. 4 c.

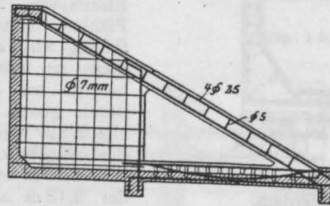


Fig. 4 d.

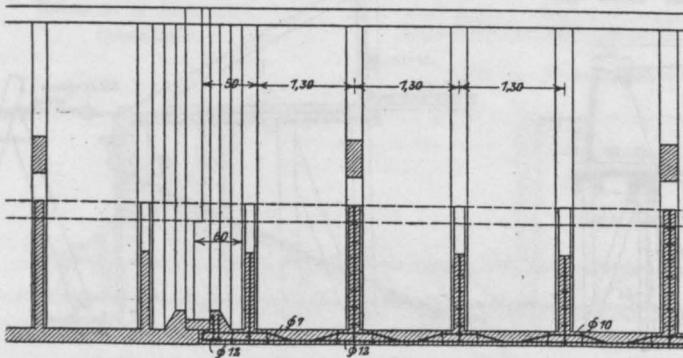


Fig. 4 e. Kaimauer. Horizontalschnitt.

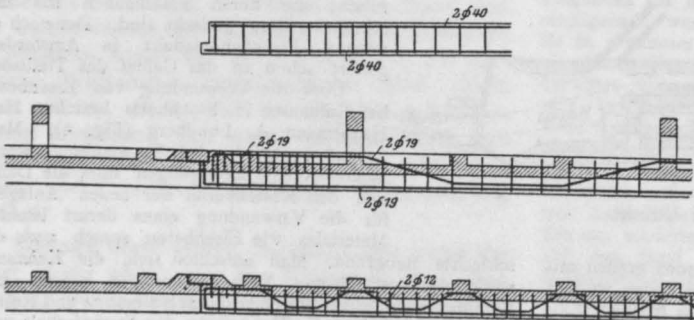


Fig. 4 f. Einzelheiten der Armierung.

entfernt hatte. Der über Wasser liegende Teil wurde nach der Senkung fortgesetzt. Die Verbindung der einzelnen 7,8 m langen Stücke erfolgte durch Betonbalken. Die eine Figur läßt den Bauvorgang erkennen, die andere zeigt die fertige Kaimauer. Der Querschnitt zeigt die Anordnung von 2 Strebepfeilern pro Mauerstück. Gegen das Abgleiten und die Zusammendrückbarkeit der Hinterfüllung hat man eine Spundwand angeordnet. Überdies wurden die einzelnen Stücke der Kaimauer noch durch 2 Eisenanker zusammengehalten, wozu man entsprechend weiter rückwärts geschlagene Ankerpfähle oder Felsblöcke benützte. Die Vorderfläche der Kaimauern erhielten einen 2 cm starken Zementverputz und einen 2-maligen Anstrich mit Kesslerschen Fluaten. Zur Aufnahme der Schiffstöße dienten Prellbalken. Die ausgeführte Länge beträgt 230 m.

Der Hafen von Norrköping besaß 1903 rund 3300 m Uferbeschläge und Ufermauern, die einem Wasserstand von 4,5 – 6 m ausgesetzt, dringend einer Verbesserung und Vergrößerung bedurften. Hierzu schritt man nach den Plänen des Oberbaudirektors von Lübeck, Herrn M. Rehder. Über diese Ausführung berichtet W. Carling, er legte seinen Berechnungen eine bewegliche Last von 4000 kg/m² zugrunde. In 8,25 m Entfernung wurden 3,8 × 8,6 m große Pfeiler (Fig. 5) im Trocknen hergestellt. In vorbereitete Ausnehmungen wurden armierte Betonplatten eingelegt, welche Dilatationsfugen besaßen. Das Pfeilermauerwerk ist mit Eisenbahnschienen kreuzweise armiert und ruht auf 50 Pfählen, die bis 27 m lang sind. Die Armierung der Betonplatten sieht man aus der Figur 5. Eine 15 cm starke Spundwand diente zur Verhütung des Gleitens. 2 Paar Pfähle mit je 2 weiteren Paaren rückwärtiger Ankerpfähle mit JI-Eisenankern dienen zur Versicherung der Spundwand die Erde zwischen den Pfeilern wird durch 1:2 geneigte Betonquadern bedeckt. Bis zur Fertigstellung des Berichtes zeigten sich keinerlei Schäden.

Herr Professor Siegmund Müller (Berlin) kennzeichnete die mannigfaltigen Anwendungsgebiete des Eisenbetons, welche im Wasserbau zu einer immer gesteigerten Anwendung des Baustoffes führten und stellt fest, daß trotz der spärlichen Erfahrungen schon heute der Eisenbeton manchen anderen Baustoff vorgezogen wird. Gegenüber Holz befähigt ihn seine Dauerhaftigkeit zur ausschließlichen Verwendung bei Pfahlgründungen. Im Vergleich mit den massiven Baustoffen ergeben sich bei Eisenbeton geringe Abmessungen bei gleicher Stabilität. Bei Überbrückungen tritt er mit dem Eisen erfolgreich in Wettbewerb. (Die

Anwendung bei Hafenspeichern schlägt in das Gebiet des Hochbaues). Entsprechend der Aufgabe der Mitteilung behandelt nun der Verfasser das wichtigste Gebiet der Eisenbetonausführungen für Binnenschiffahrtzwecke: Die Uferbefestigungen und Ufermauern für Häfen und Kanäle. Als eine der frühesten Ausführungen von Eisenbetonplatten gilt die fugenlose Deckplatte von Prof. Möller am Dortmund-Ems-Kanal (Fig. 6). Wie in den meisten Fällen, so dienten auch hier die Eiseneinlagen mehr zur Erhöhung der Festigkeit beim Herstellen, sowie gegen Stöße und Temperaturschwankungen, als zur Aufnahme der Zugfestigkeit. Diese Art der Ausführungen bedeutet gegen die frühere, die in einem Aneinanderreihen fertig gestellter Zementplatten bestand, einen Fortschritt. Zur Befestigung am Ufer dienten Eisenzement-Erdanker. Bei der Ratzbauweise verwendete man als Anker eiserne Erdbohrer, die durch Flacheisen in der Längs- und Querrichtung verbunden wurden (Fig. 7), darüber kam nun ein Rundeisennetz, das durch Draht mit den Flacheisen verbunden wurde, sodaß sich eine Stärke von 20 cm ergab. Schließlich wird noch die Einführung der Bückingschen Schraubenanker erwähnt. Versuche am Landwehrkanal (Berlin) ergaben, daß Quer- und Längsfugen als Mittel gegen Rissebildung vorteilhaft sind, und daher werden die jetzigen Uferbefestigungen mit Teilfugen hergestellt. Die Möllerschen Eisenzementanker erwiesen sich allen anderen überlegen. Auch Uferbefestigungen mit fertigen Eisenbetonplatten haben sich bewährt. Die alten Uferschälungen wurden durch die Bollwerke aus Eisenbeton verdrängt. Schon 1890 wurde eine Uferschälung aus armiertem Beton derart hergestellt, daß man auf einen Holm einer Grundpfahlreihe in je 2 m weiten Abständen I-Eisen aufstellte, diese durch Eisenbetonplatten

haben sich sehr ausgebreitet und überall glänzend bewährt. Ein weiterer Fortschritt waren die vollständig aus Eisenbeton hergestellten Bollwerke, wie z. B. in Hamburg. Eine Umgestaltung der bestehenden Bauweise rief der Eisenbeton auch bei der Verwendung zu massiven Ufer-einfassungen und Ufersicherungen hervor. Diese erste Herstellung rammfähiger Pfähle führte zur Herstellung von Eisenbetonspundwänden und Versuche lieferten den Beweis einer erfolgreichen Anwendung. Die erste derartige Ausführung im Ruhrorter Hafen (Fig. 8) nach Ottmann bestand aus einer durch einen Eisenbetonholm abgeschlossenen Spundwand, welche durch Zug- und

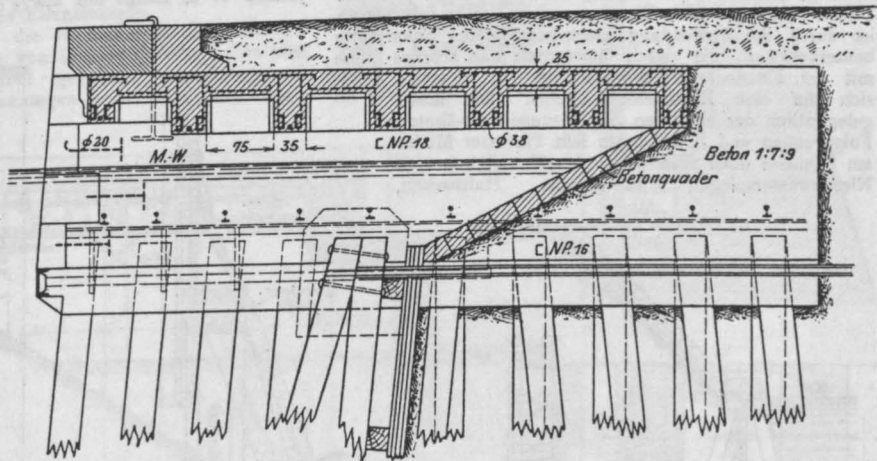


Fig. 5.

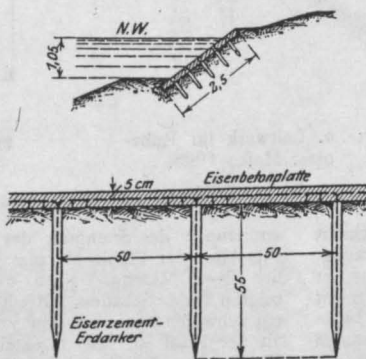
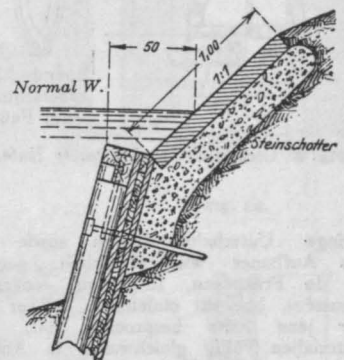


Fig. 6.

Uferbefestigung am Dortmund-Ems-Kanal.



Hölzerner Unterbau.

Fig. 7. Uferbefestigung

mit Eisenbetonplatten in Fürstenwalde.

verband und oben durch U-Eisen verholmt. Die Konstruktion wurde nach rückwärts durch zwei Anker gesichert. Untersuchungen im Jahre 1902 zeigten, daß sich die Uferschälung vorzüglich bewährt hatte, indem man nur an den beschädigten Stellen leichte Rostflecken, aber nirgends eine nennenswerte Schwächung des Eisenquerschnittes erkennen konnte. Daraufhin wurde 1901 bis 1903 der ganze Spreekanal mit Eisenbetonbollwerken versehen, deren wesentliche Abänderung gegenüber der älteren Konstruktion in der Verwendung von fertigen Eisenbetonplatten bestand. Später an Ort und Stelle gestampfte Uferbekleidungen ermöglichten es, einen gewissen Einspannungsgrad anzunehmen und so eine Platte auszubilden. Uferbollwerke

Druckpfähle aus Eisenbeton gestützt wurde. Der Holm wirkte druckübertragend auf die Pfähle, bezüglich welcher die Versuche eine Gleichwertigkeit der horizontalen und vertikalen Armierung darlegten. Die Querarmierung bestand in gedrehten Flach- oder Rundeisen. Bemerkenswert ist die Ausführung eines Leitwerkes im Ruhrorter Hafen (Fig. 9) zum Schutz der neuen Drehbrücke. Es wurden Eisenbetonpfähle, verbunden durch eine Platte, verwendet. Ein Flußeisenaufbau trägt Prellhölzer; die ganze Konstruktion hat mit dem vollen Stoßdruck der Schiffe zu rechnen und hat sich trotz aller Befürchtungen, welche dem Eisenbeton gegenüber derartigen Beanspruchungen entgegengebracht wurden, glänzend bewährt. Bei

der Erweiterung des Rheinhafens in Düsseldorf sind die Anlagen im Zollhafen und die Massengüterufer besprochen. Im Speditionshafen, Bergerhafen (Fig. 10), gründete man die Ufermauern auf einer Eisenbetonplatte und Eisenbetonpfählen. Hier erwies sich die Unabhängigkeit der Fundierung vom Niederwasserstand, die daher ohne Fangdamm durchgeführt werden konnte, als großer Vorteil. Andererseits stieß man auf Schwierigkeiten bei der aus den Bodenverhältnissen sich ergebenden notwendigen Verlängerung der Pfähle. Das Schweißen der Pfähle bewährte sich nicht und führte in den meisten Fällen zum Bruch. Daher empfiehlt es sich, längere Pfähle herzustellen. Die Größen der Pfahlhauben ergaben sich derartig, daß sich der Schlag auch auf einen Teil des Pfahles überträgt. Die Eisenbetonufermauer in Schwelgern ist durch die Anwendung einer horizontalen Ankerplatte bemerkenswert, die durch horizontale und schräge Stäbe mit der Eisenbetonwand verbunden ist. Letztere stützt sich auf eine Eisenbetonpfahlreihe. Die schon gelegentlich der einzelnen Ausführungen erwähnten Folgerungen und Erfahrungen faßt Professor Müller am Schluß noch zusammen: Unabhängigkeit vom Niederwasserspiegel, unbegrenzte Haltbarkeit,

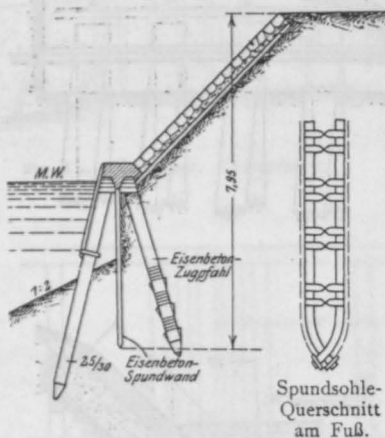


Fig. 8. Ufermauer im Ruhrorter Hafen.

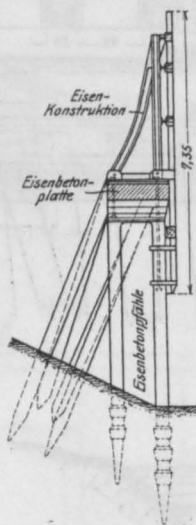


Fig. 9. Leitwerk im Ruhrorter Hafen 1905. Drehbrücke.

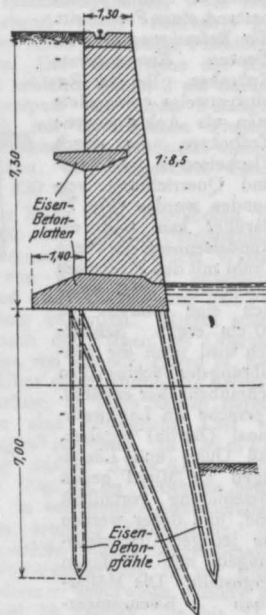


Fig. 10. Ufermauer des Zollhafens Düsseldorf 1907.

geringe Unterhaltungskosten sowie Wirtschaftlichkeit des Aufbaues wie Sicherheit gegen Stoßwirkung. A. de Préaudeau, Inspecteur général des ponts et chaussées, bemerkt einleitend, daß er in seinem Bericht nur jene Fälle besprochen hat, in denen beide Materialien völlig gleichwertig in Anspruch genommen sind. Er schließt Konstruktionen aus, wo das Eisen nur wegen zufälligen Beanspruchungen verwendet wird. Der Verfasser teilt die zu besprechenden Bauwerke in drei Gruppen: In der ersten Gruppe wird eine Reihe von ausgeführten Gründungen besprochen. Die Brücken von Châtellerault und Soissons zeigen eine ähnliche Fundierung auf Eisenbetonplatten. Bei letzterem Bauwerke ließ man, um ein vollständiges Einfügen der Bögen herbeizuführen, ihre Armierung in die Strebepfeiler bis zur Gründung reichen. Daran anschließend wird noch der Bau einer Kaimauer in Soissons erwähnt. Diese nach System Hennebique erbaut, ruht auf einem Pfahlrost aus Eisenbeton. Zur Besprechung der Rost- und Spundpfähle übergehend, werden die zwei gebräuchlichen Gattungen geschildert: die längsarmierten und die umschnürten Eisenbetonpfähle. Die erstgenannte Armierungsweise wurde bei einer Drehbrücke am Kanal von Calais verwendet und ist deren Anordnung aus der Figur zu ersehen (Fig. 11).

Die 10 Mittelpfähle sind 7 bis 8 m lang. Die Widerlager sind auf 8 ähnlichen Pfählen gegründet. 4 Pfähle als Zwischenstützen nehmen mit dem armierten Widerlagsmauerwerk den Erddruck auf. Ähnlich ist die Brücke am Kanal von Bergues. Bei der Gründung eines Fabrikgebäudes in Noisienna Marne verwendete Considère achteckige, umschnürte Eisenbetonpfähle zur Lastübertragung durch den 9 m mächtigen schlechten Boden auf Felsgrund.

Das Armierungsverhältnis der 11 m langen, 35 cm starken, durch Platten zu Gruppen von 4—13 Stück vereinigten Pfähle ist 1,8% in der Längsrichtung und 1,2% für die Umschnürung. Beachtenswert sind die mitgeteilten Erfahrungen an einem Pfahl von gleichem Durchmesser, jedoch 17 m Länge mit 2,5% Längs- und 1,55% Spiral-

armierung; das Stampfen des Betons erfolgte wagrecht. Das Alter der Pfähle bis zum Einrammen ist durchschnittlich 2—3 Monate. Nach 6 Wochen gerammte Pfähle zeigten viele Schäden. Bezüglich des Rammgewichtes ist ein schwerer Rammbar von Vorteil, der nur wenig stärker als der Pfahl ist. Bei direktem Rammen erwies sich eine Verstärkung der Quer- und Spiralarmierung am Kopf von Vorteil, da überdies die federnde Wirkung der Spiralen nur eine geringe Zerstörung des Betons (bis 15 cm) zuließ. Wo die direkte Rammung infolge des Baugrundes nicht möglich ist, wurden in die Ringhülle eingesetzte Jungfernpfähle verwendet. Die zweite Gruppe umfaßt die Ausführungen bei Röhren, Wasserbehältern und zur Dichtung von Kanälen. Der Entwässerungskanal der Rieselfelder bei Achères (Paris) von 1460 m Länge ist aus reinem Eisenbeton hergestellt und an Stellen großen Druckes mit Stahlauskleidung versehen. Die Armierung besteht aus Kreuz- und Profilen und ist durch eng aneinander gelegte Bänder gesichert. Die stehend gegossenen Röhren wurden schon nach 48 Stunden verlegt. Durchsickerungen zeigten sich bei den Röhren ohne innere Auskleidung bei 15 m Druckhöhe; sie schwanden nach 3 Monaten. Die Zuleitungsröhren der Rieselfelder sind innen und außen mit Zement bekleidet. Die Entwässerungsanlagen bei Triel sind ebenso

gebaut. Wasserbehälter aus Eisenbeton bei städtischen Wasserversorgungen und bei Wasserstationen der Eisenbahnen werden mit Vorteil angewendet. Der Behälter von Brévannes mit 600 m³ Fassung zeigt eine Gürtelarmierung aus Flach- und Rundeißen mit lotrecht kreuzenden Runden. Zu Châtillon sur Bagneux wurde ein Wasserbehälter von 4000 m³ Fassung erbaut. Er hat 32 m inneren Durchmesser und 5 m Wasserhöhe und ist auf Eisenbeton gegründet. Die Wandstärken mit ebensolchen Einlagen wie bei Brévannes betragen oben 10, unten 17 cm. Die Pfeiler sind in 2 Reihen kreisförmig angeordnet und in der Mitte durch eine Kuppel, in dem ringförmigen Teil durch ein Tonnengewölbe überdeckt. Die Stärke der Abdeckung ist 12 cm und enthält radiale Eiseinlagen.

Beachtenswert sind die Mitteilungen über die Erfahrungen der Talsperre von Lettons (Nièvre). Die vom V. Binnenschiffahrtskongreß gegebene Anordnung zur Verhütung der Durchsickerungen wurde von Lévy derart

Später beobachtete man auch eine rote Färbung in der Kammer der Eisenbetonschutzmauer, die von gebildeten Eisensalzen zu kommen schien. Jedoch empfiehlt der Verfasser auf weitere Beobachtungen zu achten und aus den vorliegenden keine Schlüsse zu ziehen.

Über die Anwendung des armierten Betons bei Binnenschiffahrtsanlagen in England berichtet Mr. W. Noble Twelvrees. Mit der geringeren Pflege der Binnenschiffahrt geht eine spärliche Entwicklung der damit verbundenen baulichen Anlagen Hand in Hand. Die zu erhoffende Wiederbelebung der Kanal- und Flußschiffahrt wird auch die Verwendung des Eisen-

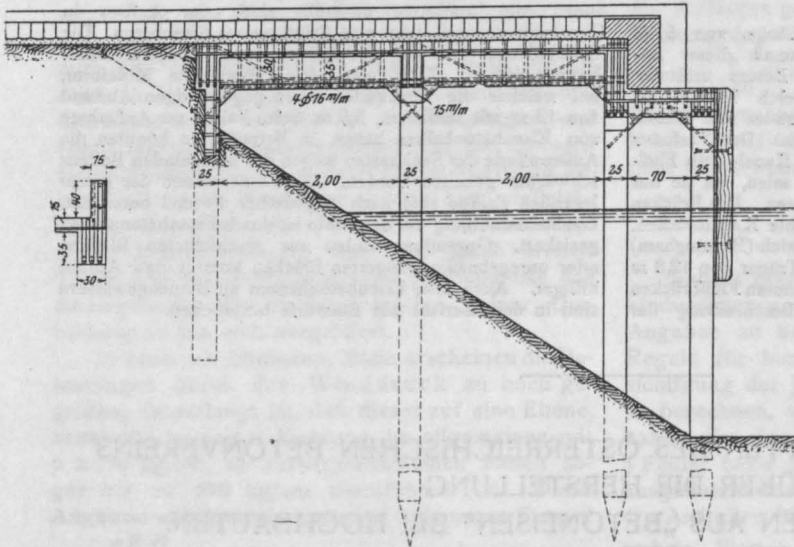


Fig. 11. Drehbrücke am Kanal von Calais.

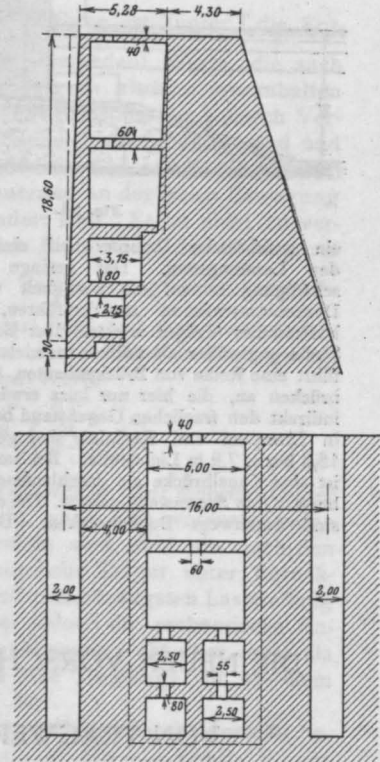


Fig. 12.

durchgeführt, daß die bergseitige Außenfläche so dicht als möglich gegen den eigentlichen Mauerkörper abgeschlossen wurde, indem durch vorgelegte Hohlräume letzterer dem direkten Wasserdruck entzogen wird. Dementsprechend wurde nach dem System Lerosey eine 8 m lange Schutzmauer aus Eisenbeton zwischen Strebpfeilern auf der Bergseite angeordnet (Fig. 12). Die in gewöhnlicher Weise vorgenommene Armierung beträgt 4,5 ‰. Die Außenfläche wurde mit einem Mörtelputz und 2 maligen Teeranstrichen versehen. Im Folgenden sind nur die wichtigsten Daten der interessanten aber einseitigen Beobachtung wiedergegeben. Eine Biegung des Eisenbetons wurde nicht beobachtet, ebenso keine Risse wahrgenommen. Eine Ausdehnungsfuge zwischen Strebpfeiler und anstoßendem Mauerwerk verursachte einen ziemlich starken Wasserdurchgang. Die Schutzmauer aus Eisenbeton erwies sich als gegen Temperaturwechsel viel empfindlicher als das Mauerwerk. Über Frostwirkung wurde nichts Bemerkenswertes beobachtet. Die Durchsickerungen bei der Schutzmauer in Eisenbeton waren in der warmen Jahreszeit 2—3 mal, in der kalten 5—6 mal größer als bei gemauerten Schutzmauern, allerdings erfolgten die Durchsickerungen um diese herum und nicht durch diese.

betons nach dem Vorbilde schon bestehender Bauten vergrößern. Der Verfasser bespricht zunächst kurz einige ausgeführte Ufermauern, dann die Dockanlage am Clyde bei Glasgow. Das Dock ist 53,6 m lang und 14,6 m breit. Die Umfassungsmauern sind durch Gegenpfeiler verstärkt und mit Knoteneisen armiert. Mauern und Gegenpfeiler werden durch vertikale Reihen horizontaler Stäbe verbunden. Die im Bau befindlichen Docks in Middlesborough erhalten Eisenbetonböden. Die längs der Wasserstraßen hergestellten Kais und Moli sind größtenteils nach dem System Hennebique. Der Kai von

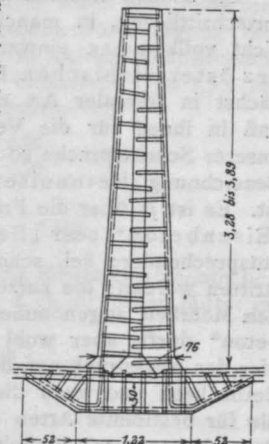


Fig. 13.

Dunston ist in Form eines Dammes auf armierten Holzpfehlen hergestellt. Je 6 werden zu 1 Stück vereinigt. In Purfleet a. d. Themse beträgt die Gesamtlänge der Anlage fast 100 m. Unterhalb des Niederwassers sind Stützen auf Patentzylinderpfählen vorgesehen, deren jeder 4 Eisenbetonpfähle enthält. 1907 beschädigte

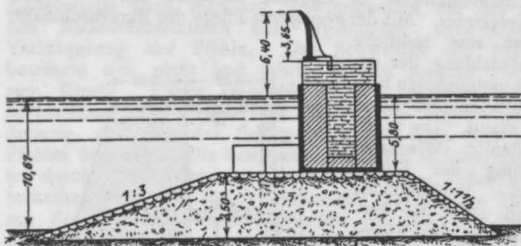


Fig. 14.

ein anfahrender Dampfer auf eine Länge von 6 m den Landungssteg. Das geringe Ausmaß dieser Beschädigung ist auf die Festigkeit des Betons und der Deckenkonstruktion zurückzuführen, welche letztere als horizontaler Träger wirkte. Der Bau erwies sich diesem Stoße gegenüber als vollkommen elastisch. Der Verfasser führt eine Reihe von Brückenbauten, teils Kanal-, teils Flußbrücken an, die hier nur kurz erwähnt seien, da sie nur indirekt den fraglichen Gegenstand berühren. Die Brücken in Liverpool und Rochdale sind gewölbte Kanalbrücken, 15,2 bzw. 7,9 m Lichtweite. Bei Smethwich (Birmingham) ist eine Kanalbrücke als durchlaufender Träger von 12,8 m bzw. 8,9 m Spannweite gebaut. Die erwähnten Flußbrücken sind durchwegs Bogenbrücken. Die Beschreibung der

Anlage von Wasserbehältern glaubt der Verfasser damit zu rechtfertigen, als auch für Kanäle die gleiche Bauform wie für Entwässerungsanlagen in Anwendung kommt. Der Behälter in Malvern mit 2,3 Millionen l Fassungsraum, einer Länge von 36,9 m, einer Breite von 19,3 m und einer Tiefe von 3,3 m ist durch eine 0,13 m starke Zwischenmauer geteilt, die durch Gegenpfiler auf armiertem Betonfundament verstärkt ist (Fig. 13). Die Armierung ist in der Längs- und Querrichtung, sowie Bügel gegen eine Schubwirkung sind vorgesehen. Zum Schlusse werden noch die Lagerhäuser erwähnt und als Beispiel eines vollständig in Eisenbeton ausgeführten Baues das Lagerhaus in Carmarthen erwähnt.

Die Verwendung des Eisenbetons in den russischen Gewässern, über die Herr Ing. P. Vosnessenski berichtet, ist noch eine geringe. Die Arbeiten an einem Wellenbrecher in Touapse am Schwarzen Meere sind erst angefangen worden. Der Verfasser bespricht in Kürze den Entwurf (Fig. 14). Auf einer Steinschüttung sind 17 m lange und 6,4 m breite Senkkasten aufgestellt, die außen mit Beton, innen mit Bruchstein angefüllt sind: der Aufbau in Trockenmauerwerk trägt eine Brüstung aus Eisenbeton. Die Gesamtlänge des auf 900,000 M veranschlagten Baues beträgt 425 m. Zieht man eine projektierte Moleform, bei welcher die Senkkasten einen gegenseitigen Abstand von 13 m mit seitlichen, 5,8 m tiefen Falzen zur Aufnahme von Eisenbetonbalken haben, in Betracht, so könnten die Außenwände der Senkkasten wegen des mangelnden Bodens schwächer gehalten werden. Die Dimensionen der einzuliegenden Balken sind nach empirischer Formel berechnet. Die Steinschüttung um den Molo ist durch Eisenbetonplatten gesichert. Gegenüber Molen aus geschichteten Blöcken oder unregelmäßig gelagerten Blöcken kommt diese Anlage billiger. Auch über Eisenbetonbauten an Binnengewässern sind in dem Bericht nur Entwürfe besprochen.

DIE NEUEN VORSCHRIFTEN DES ÖSTERREICHISCHEN BETONVEREINS ÜBER DIE HERSTELLUNG VON TRAGWERKEN AUS „BETONEISEN“ BEI HOCHBAUTEN.

Von Prof. M. Foerster (Dresden).

Die soeben erschienenen, in vieler Beziehung fortschrittlichen, in mancher Hinsicht aber auch nicht vollkommen einwandfreien Vorschriften des österreichischen Betonvereins sind zunächst in formaler Art dadurch bemerkenswert, daß in ihnen für die Verbundbauweise die aus unserer Schriftsprache so ziemlich verschwundene Bezeichnung „Betoneisen“ wieder aufgenommen ist. Es ist ja über die Frage, ob die Benennung „Eisenbeton“ oder „Betoneisen“ die zweckentsprechendere sei, schon viel hin und her gestritten worden; die zurzeit von der überwiegenden Mehrheit angenommene Bezeichnung „Eisenbeton“ dürfte aber wohl das richtige treffen, da hier der Nachdruck auf dem Hauptmaterial, dem Beton liegt und auch die Form „Betoneisen“ an die für bestimmte Arten des Eisens eingeführten Bezeichnungen wie Flußeisen, Gußeisen, Bessemer-eisen, Manganeisen usw. erinnert und hierdurch

zu falschen Vorstellungen Veranlassung geben kann. Es will mir angebracht erscheinen, eine einheitliche Bezeichnung festzusetzen, wozu vielleicht die Verhandlungen des demnächst in Kopenhagen stattfindenden Kongresses für die Materialprüfung der Technik Gelegenheit geben könnten.

Die Vorschriften selbst zerfallen in 3 Hauptabschnitte: I. Der Bauentwurf, II. Ausführung der Tragwerke, III. Prüfung der Tragwerke.

Im Teile I werden behandelt:

1. Der Inhalt des Entwurfes, 2. die Berechnungsgrundlagen, 3. die statische Berechnung, 4. die zulässigen Spannungen.

Während im Abschnitt „Belastungen“ für die Eigen-, desgl. die reinen Nutzlasten (unter I 2) normale Größen gegeben sind, erscheinen die Zahlen für Schnee-, namentlich aber für den Winddruck nicht einwandfrei.

Für die einzuführenden Schneegewichte ist im allgemeinen vorgeschrieben, daß der Schneedruck bei Neigungen unter 40° zu 75 kg/qm Grundrißfläche, bei Neigungen zwischen 40 und 60° zu 40 kg/qm anzunehmen ist, während er bei steileren Dächern als 60° keine Berücksichtigung finden soll; für Alpengegenden mit nachweisbar sehr bedeutenden Schneefällen treten jedoch für diese Zahlen bis zu 200 kg/qm bzw. bis zu 110 kg/qm ein. Rechnet man mit einem Raumgewichte des Schnees von $0,125$, so entsprechen die obigen Belastungen Schneehöhen von 60 cm und 32 cm , bzw. 160 cm und 88 cm . Da in der Regel — auf Grund der Erfahrungen — damit gerechnet werden kann, daß bei einer Neigung der Dachfläche von $1:1,4$, d. h. bei $\text{tg } \alpha = 0,714$ und $\alpha = 35^\circ 30'$ der Schnee bereits abgelaufen, erscheinen die oben mitgeteilten Belastungsgewichte zum Teil zu hoch gewählt, um so mehr als sie stets in Verbindung mit den Winddrücken und den Eigenlasten vereinigt zu werden pflegen, und somit maximale Belastungszustände, die nur sehr selten vorkommen, der Berechnung zugrunde gelegt sind; eine Ausnahme bilden hier vielleicht alpine Gegenden, wie sie die Vorschriften mit Recht berücksichtigen, weil hier durch öfteres Tauen und Wiedergefrieren der Schneedecke das Raumgewicht des Schnees infolge seiner Umbildung zu Eis sich vergrößert.

In noch erheblicherem Maße erscheinen die Belastungen durch den Winddruck zu hoch gegriffen, da verlangt ist, daß dieser auf eine Ebene, senkrecht zu seiner Richtung, im allgemeinen mit $p = 170 \text{ kg/qm}$, in außergewöhnlichen Fällen sogar bis zu 270 kg/qm einzuführen ist. Diese Angaben entsprechen nach der bekannten Formel $p = \frac{\gamma F v^2}{g} = 0,125 \cdot 1 \cdot v^2$ berechneten Windgeschwindigkeiten von 37 bis 47 m in der Sekunde, wie sie (35 bis 36 m") nur in ganz besonderen und wenigen seltenen Fällen bzw. überhaupt nicht in unseren Klimaten beobachtet sind. Es will nicht angebracht erscheinen, diese ganz ausnahmsweisen (und zudem nicht ganz einwandfrei gefundenen) Zahlen als Normalgrößen aufzufassen; es widerspricht dies dem Grundsatz: für häufig vorkommende Belastungszustände eine größere Sicherheit einzuführen, für selten auftretende Verhältnisse sich aber mit einem geringeren Sicherheitsgrade zufrieden zu geben. Beiläufig sei bemerkt, daß allerdings die Winddrücke dadurch eine Verringerung erfahren, daß mit der heute im allgemeinen nicht mehr üblichen Formel $p_1 = p \sin^2 \alpha$ (anstatt $p \sin \alpha$) gerechnet wird, um den Druck des Windes gegen eine zu seiner (wagerechten) Richtung unter dem Winkel α geneigte Ebene zu bestimmen.

Aus dem Abschnitte, der sich mit der statischen Berechnung beschäftigt, verdient hervor-

gehoben zu werden, daß bei frei auf 2 Stützen liegendem Tragteile die theoretische Stützweite = der lichten Weite des überdeckten Raumes gesetzt werden soll (!), daß bei der Berechnung der über mehrere Felder kontinuierlich durchgeführten Platte bei Plattenbalken für das größte positive Moment der Wert $\frac{1}{16} q l^2$ für das größte

negative $\frac{1}{10} q l^2$ einzuführen ist (unter l die Entfernung der Rippen verstanden), Werte, die auch bei durchgehenden Trägern alsdann innezuhalten sind, wenn diese mit Konsolen und durch Verankerung mit den Säulen fest verbunden sind und zudem durch die Säulen der oberen Geschosse, sowie eine Übermauerung an der freien Bewegung am Auflager gehindert sind. Es ist nicht zu verkennen, daß in der Einführung des Momentenwertes „ $\frac{q l^2}{16}$ “ eine Verbesserung der bisher üblichen Berechnungsart liegt und man den tatsächlichen Verhältnissen hiermit näher kommt, als mit dem meist benutzten Werte

$$\frac{\frac{q l^2}{8} + \frac{q l^2}{24}}{2} = \frac{q l^2}{12}$$

Soweit Tragwerke, welche über mehrere Felder hindurchgehen, nicht nach den voranstehenden Angaben zu behandeln sind, sind sie nach den Regeln für kontinuierliche Träger unter Berücksichtigung der jeweilig ungünstigsten Laststellung zu berechnen, wobei jedoch die rechnerische Annahme des Zusammenhanges nicht über mehr als 4 Felder bzw. über eine Traglänge von 40 – 60 m ausgedehnt werden darf.

Auf allen Seiten auflagernde, beiderseits bewehrte Platten, deren Seitenverhältnis $b:a \leq 1,5:1$ ist, sind in der Art zu behandeln, daß das für die Stützweite a geltende Moment im Verhältnisse von $b^4:(a^4 + b^4)$, das für b im Verhältnisse von $a^4:(a^4 + b^4)$ vermindert wird, eine Funktion, die also aus der gleichgroßen Durchbiegung der frei aufliegenden Platte in beiden Hauptrichtungen abgeleitet ist. Im Grenzfalle $b = 1,5a$ ergibt sich ein Minderungsfaktor von

$$\frac{1,5^4}{1 + 1,5^4} = \frac{5,06}{6,06} = 0,835$$

bzw. von

$$\frac{1}{1 + 5,06} = 0,165,$$

und demgemäß werden die Biegemomente bei einer Freilage der Platte z. B. in deren Mitte: in Richtung „ b “

$$\frac{q b^2}{8} \cdot 0,165 = \frac{2,25 q \cdot a^2}{8} \cdot 0,165 = 0,0465 q \cdot a^2$$

und in der Richtung „ a “

$$\frac{q a^2}{8} \cdot 0,835 = \text{rd. } \frac{1}{10} q a^2;$$

es ist also, wie zu erwarten, das letztere Moment für die Querschnittsbemessung maßgebend. Als Verhältnis von $\frac{E_e}{E_b} = n$ ist auch hier wiederum der Wert 15 eingeführt; daß der Wert $n = 10$ den Ergebnissen der Mehrheit der Druckversuche besser entspricht, ist schon vielfach und von den verschiedensten Seiten hervorgehoben, auch zum Teil in staatlichen Bestimmungen bereits berücksichtigt worden. Es kann als festgestellt gelten, daß $n = 15$ erst bei hohen Spannungen erreicht wird, bei den zulässigen Belastungen aber erheblich kleiner als 15 ist. Wenn diese Werte auch bei gut hergestellten Versuchskörpern gewonnen sind und es auf der Hand liegt, daß der Beton der Praxis dem dort verwendeten, sorgsamst hergestellten nicht gleichwertig sein dürfte, so ist doch auf der anderen Seite zu berücksichtigen, daß im Hochbau ein Bauwerk in der ersten Zeit nach seiner Fertigstellung selten mit den der Berechnung zugrunde liegenden Größtlasten beansprucht werden dürfte, die Spannungen also zunächst durchaus gering sein werden und im Laufe der Zeit die Größe $E_b \text{ Druck}$ erheblich wächst, also $n = \frac{E_e}{E_b \text{ Druck}}$ stetig kleiner wird.

Bei der Berechnung elastischer Formänderungen und der äußeren (!) Kräfte statisch unbestimmter Tragwerke ist die aus dem vollen Betonquerschnitte und aus der fünfzehnfachen

sind unter der Annahme zu ermitteln, daß der Beton sich nicht an der Aufnahme von Normalzugspannungen beteiligt.

Bei Säulen kann eine Berechnung auf Knickung entfallen, wenn das Verhältnis der freien Knicklage L zum Trägheitshalbmesser i des ideellen Querschnittes $(F_b + nF_e) \frac{L}{i} \leq 50$ ist; es entspricht dies bei quadratischen Säulen (Seite = a) etwa dem bekannten Verhältnisse $\frac{L}{a} = 18$. Für die Entfernung der Querverbindungen zwischen den einzelnen Armierungsstäben in Druckgliedern ist der kleinste durch den Schwerpunkt des Querschnittes gezogene Durchmesser maßgebend.

Der gegenseitige Abstand der Mittelpunkte der Eiseneinlagen muß zum mindesten gleich dem 1,5fachen Durchmesser derselben sein, wobei die lichte Entfernung zwischen den Eiseneinlagen nicht weniger als 2 cm betragen darf. Die geringste Überdeckung der Eisen mit Beton muß 1 cm Stärke zeigen.

Falls nicht durch die Oberflächengestaltung der Eiseneinlagen eine Verschiebung im Beton ausgeschlossen erscheint, sind die Enden der Einlagen zum Zwecke einer Verankerung dieser entsprechend auszubilden.

Die zulässigen Spannungen sind aus der nachfolgenden Zusammenstellung zu entnehmen:

a) Beton.

1. Zusammen- setzung, Zement auf 1 cbm kg	2. Mindestwürfel- festigkeit nach 6 Wochen kg/qcm	Zulässige Druckspannung		5. Zulässige Schub- und Haftspannung
		3. bei Biegungs- belastung kg/qcm	4. bei Normal- belastung (zentrisch) kg/qcm	
300	115	33	25	4,0
400	140	40	30	4,5
500	157	45	33,75	5,0
< 500	< 210	60	45	5,0

b) Eisen.

Material	Schmiedeeisen	Flußeisen	Stahl
	von einer Zugfestigkeit in kg/qcm von		
	3300—3900	3600—4200	4800—5600
Zulässige Spannung auf Zug und Druck in kg/qcm	900	1000	1200
Desgl. auf Abscherung in kg/qcm	500	600	600

Fläche der Längseisen gebildete ideale Querschnittsfläche, sowie für Druck und Zug im Beton die gleiche Elastizitätszahl (= 140,000 kg/qcm!) in Rechnung zu stellen; die Größen der Schub- und Haft- sowie der schiefen Hauptzugspannungen

Zu der Tabelle sei bemerkt, daß ein geringeres Mischungsverhältnis als 300 kg Zement auf 1 cbm fertigen Betons bei Verbundkonstruktionen keine Anwendung finden soll, daß ferner in durchaus richtiger Weise die zulässige Spannung bei Biegung

(als Randspannung bezeichnet) höher liegt als wie bei einer zentrischen Normalbeanspruchung, wenn auch das Erhöhungsverhältnis kein so großes ist, wie es sich aus der Mehrzahl der diesbezüglichen Versuche ableiten läßt. Wenn es auch wegen der Sonderheit des Verbundes zweckmäßiger erschienen wäre, die zulässige Biegungsdruckspannung im Beton aus Normalbiegeversuchen an armierten Prismen abzuleiten, wie dies seinerzeit v. Emperger in vorbildlicher Weise vorgeschlagen hat, so soll doch nicht verkannt werden, daß die obigen Zahlen gegenüber den sonst üblichen einen erheblichen Fortschritt darstellen, indem sie sich mit einer 3,5- bzw. 4,7fachen Sicherheit begnügen und somit dem Umstande Rechnung tragen, daß, wie aus neuen Versuchen abgeleitet worden, die analytischen Ergebnisse mit der üblichen Berechnungsart den tatsächlich bei gebogenen Balken auftretenden Spannungsverhältnissen ziemlich gut entsprechen. Wenn auch bei der Eisenspannung die Bestimmung der zulässigen Werte besser als eine Funktion der Streckgrenze als der Festigkeit hätte gegeben werden können, so müssen doch die geforderten Werte als recht zweckmäßige angesehen werden; auch bei $\sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm}$ verbleibt gegenüber dem Fließen des Eisens noch eine erhebliche Sicherheit (etwa 3 bis 3,5), da die „übliche“ Berechnung für die Zugspannungen der Eisen in gebogenen Balken höhere Werte liefert, als sie der Wirklichkeit entsprechen, namentlich alsdann, wenn der das Eisen umgebende Beton noch keine Risse aufweist.

Ist eine Säule auf Knickung zu rechnen, also $L > 50 i$, so gelten als zulässige Spannungen bei zentrischer Belastung die vorgenannten Zahlen (Tabelle a unter 4) dividiert durch eine Abminderungs-

zahl $= \frac{4}{5} \left[1 + \left(\frac{L}{i} \right)^2 \right]$, wobei L in m-, i in

cm-Maß anzusetzen ist, während bei exzentrischer Belastung die Spannungszahlen unter a, 3 in Frage

kommen, vermindert um die $\frac{1-\alpha}{\alpha}$ fache einer

gedachten zentrischen Belastung entsprechende Druckspannung; man kann sich dem Eindrucke nicht entziehen, daß im Hinblick auf die Eigenart des Verbundbaues und die stets nur einen Annäherungsweg darstellenden Berechnungen diese Forderungen zu umständlich erscheinen.

Bei voll in Anspruch genommenen Verbunddruckgliedern soll $F_e \geq \frac{0,8}{100} F_b$ sein. Bei um-

schnürtem Beton ist zur Bestimmung der Druckspannung infolge zentrischen Druckes eine ideelle Querschnittsfläche $F_i = F_b + 15 F_e + 30 F_s$ einzusetzen, worin F_e die Querschnitte der Längseisen, F_s die gedachten Längseisen darstellt, deren Gewicht (auf die Längeneinheit des Druckgliedes bezogen) gleich der schraubenförmigen Armierung

ist. Erreicht hierbei die so gebildete ideale Fläche F_i einen größeren Wert als $1,4(F_b + 15 F_e)$ oder als $1,9 F_b$, so darf für F_i nur der kleinere dieser beiden Grenzwerte in Rechnung gestellt werden.

Bei exzentrischer Längskraft ist die Spiralarmierung bei Ermittlung der vom Moment herrührenden Biegungsspannung nicht zu berücksichtigen.

Die Belastung exzentrisch beanspruchter Druckglieder darf nicht größer angenommen werden, als die für zentrisch gedachte Belastung und unter Einführung der Spannungszahlen unter a, 4 ermittelte Tragkraft beträgt.

Wird durch Umbiegen, Verankern usw. aller Längseisen unter gleichzeitiger Verwendung von Bügeln einer Verschiebung der Eisen im Beton entgegengewirkt, so können die unter a, 5 mitgeteilten zulässigen Werte für die Schub- und Haftspannung um 50% erhöht werden. Bei Berechnung der Haftspannung soll der Gesamtumfang aller Zugeisen in Rechnung gestellt werden.

II. Im zweiten Hauptteile, welcher sich mit der Ausführung der Tragwerke befaßt, ist zunächst die Beschaffenheit und Prüfung der Materialien behandelt. Zugelassen wird nur normengemäßer Portlandzement; für andere Zemente muß die Genehmigung von Fall zu Fall nachgesucht werden. Als Festigkeit wird verlangt bei der Normenprobe 1:3 nach 7 Tagen eine Zugfestigkeit von 12 kg/qcm , nach 28 Tagen von 18 kg/qcm und alsdann eine Druckfestigkeit von $\geq 180 \text{ kg/qcm}$.

Bei dem zur Betonherstellung benutzten Steinmaterial ist eine Druckfestigkeit $\geq 300 \text{ kg/qcm}$, eine Wasseraufnahme $\leq 10\%$ und eine derartige Korngröße — im allgemeinen dem Zwischenraum zwischen den Eisen angepaßt — gefordert, daß die größten Stücke in jeder Lage durch ein Gitter von 30 mm lichter Maschenweite durchgehen und die kleinsten auf einem Siebe von 7 mm lichter Maschenweite liegen bleiben.

Bei der Betonbereitung ist der Zement in der Regel nach Gewichtseinheiten hinzuzufügen. Erfolgt die Zumessung mit Hohlmaßen, so soll der Zement lose in diese hineinlaufen. Als Umrechnungszahl dient das Gewicht von 1 cbm Portlandzement = 1400 kg. Der Beton ist in plastischem Zustande zu verwenden. Die Ausführung der Arbeiten darf nur durch geschulte Arbeiter und unter beständiger Aufsicht von Personen erfolgen, die nachweisbar mit der Verbundbauweise gründlich vertraut sind. Der weiche Beton ist in Schichten von höchstens 20 cm Höhe einzubringen und darf beim Verwendungsorte nur bis zu einer Tiefe von 2 m geworfen werden; bei größeren Tiefen ist sein Einbringen vermittelst Rinnen oder Gefäßen erforderlich. Tragwerke oder selbständige Tragwerkteile sind im allgemeinen in einem Zuge also ohne Unterbrechung zu be-

tonieren; in Ausnahmefällen darf mit der Betonierung nur an solchen Stellen ausgesetzt werden, an welchen der Beton nicht die zulässige Spannung erfährt. Bei Temperaturen unter 0° C darf nur alsdann betoniert werden, wenn durch entsprechende Vorkehrungen eine schädliche Einwirkung des Frostes ausgeschlossen ist. Die unterstützenden Gerüste dürfen im Sommer nicht vor 3, im Winter vor 4 Wochen nach Fertigstellung des Einstampfens entfernt werden; jedoch können die seitlichen Schalungen der Rippen und Säulen, sowie die der Eisenbetonplatten 3 bis 6 Tage nach beendigtem Betonieren fortgenommen werden. Ist während der Erhärtungsdauer Frost eingetreten, so sind die vorgenannten Fristen um die Dauer dieses hinauszuschieben. Die Verwendung von Tragwerksteilen wie Balken, Platten, Säulen usw. aus Verbundkonstruktion, welche im fertigen Zustande zur Baustelle gebracht werden, bedarf in jedem Falle einer besonderen Genehmigung.

III. Belastungs- und Bruchproben am ganzen Tragwerke oder einzelner Teile dieses dürfen nicht vor Ablauf von 6 Wochen nach Beendigung des Stampfens vorgenommen werden; hierbei ist, soweit es sich um eine Probelastung handelt,

dafür zu sorgen, daß neben der bleibenden Last das $1\frac{1}{2}$ fache der Nutzlast aufgebracht wird. Unter Einwirkung dieser Last dürfen keine Risse oder bedeutenden Formänderungen auftreten.

Bei Bruchproben sind die Tragwerksteile mit allmählich steigender Last zu beanspruchen. Die Bruchlast muß mindestens die $3\frac{1}{2}$ fache Summe der in der statischen Berechnung angegebenen bleibenden Last und Nutzlast weniger dem betreffenden einfachen Eigengewichte der Konstruktion betragen. Vor der Verwendung fertig in den Bau gebrachter Konstruktionsteile sind von je 100 Stück dieser 3 auszuwählen und nach den voranstehenden Gesichtspunkten zu belasten. —

Überblickt man zum Schlusse die vorstehend angeführten und z. T. besprochenen Vorschriften als ein Ganzes, so muß man den Österreichischen Betonverein und die Praxis des Eisenbetonbaues zu ihnen im allgemeinen beglückwünschen; die Vorschriften — aus der Praxis, deren Erfahrungen und Bedürfnissen heraus entstanden — und der derzeitigen wissenschaftlichen Erkenntnis Rechnung tragend, erscheinen in ihrer Mehrheit wohl geeignet, vorbildlich zu werden und einer weiteren Ausbreitung der Verbundbauweise im technischen, vor allem aber im wirtschaftlichen Sinne die Wege zu ebnen.

BEMERKENSWERTE BAUWERKE IN EISENBETON.

Von Oberingenieur Hart

der Actien-Gesellschaft für Beton- und Monierbau.

(Fortsetzung und Schluß von S. 120.)

III. Fundierung der Krananlagen beim Hafen in Tegel-Berlin.

Nachdem die Gemeinden, welche im Süden und Südosten Berlins liegen, durch den neu erbauten Teltowkanal unterstützt, für die Ansiedlung der Industrie vorbereitet sind, haben auch die nördlich und nordöstlich von Berlin befindlichen Vorortgemeinden, die dem Kreise Niederbarnim angehören, Maßnahmen ergriffen, um die Errichtung von Fabriken zu fördern. Als Wasserläufe stehen diesen Gemeinden zum Teil die Spree und die Havel zur Verfügung, die eine leichte und verhältnismäßig billige Heranschaffung der Rohmaterialien und Verschiffung der fertigen Waren gestatten. Indes fehlte ein ausreichender Schienenstrang, der nunmehr im vergangenen Jahre durch den Neubau der Industriebahn Tegel-Friedrichsfelde in der Hauptsache geschaffen worden ist. Als Anfang dieser Industriebahn, d. h. als eigentliche Umschlagstelle ist gleichzeitig mit der Bahn ein neuer großer Hafen am Tegeler

See angelegt worden, der bei einer Länge von 550 m eine Breite von i./M. 50 m besitzt. Der in der Ausführung begriffene Großschiffahrtsweg Berlin-Stettin wird diesem neuen Hafen in absehbarer Zeit zweifellos ebenfalls einen guten Verkehr zuführen.

Für die Anlage des Hafenbeckens wurden unmittelbar am See gelegene Wiesen mit einem moorigen, sehr wechselnden Untergrunde benutzt. Die hintere Begrenzung des Beckens bildet eine gepflasterte Böschung, welche einer eventl. späteren Vergrößerung kein Hindernis in den Weg legt. Die langen seitlichen Abgrenzungen und die Einfahrt an der Seeseite sind in Eisenbeton durch 24 cm starke Mauern zwischen eisernen Bindern, die in Entfernungen von 4 m stehen und nach rückwärts in zuverlässiger Weise verankert sind, gebildet. Der etwa 15 cm unter dem niedrigsten Wasserstande liegende Unterbau ist durch Spundwände und Holzpfähle, deren Längen, dem wechselnden Untergrunde entsprechend, zwischen

3,50 und 7 m bzw. 4,50 und 10 m schwanken, geschaffen.

Zusammen mit dem Hafen- und Bahnbau waren Lokomotiv- und Güterschuppen, Drehscheiben und vor allen Dingen größere Krananlagen herzustellen. Wenn auch der vorhandene Moorboden in der Hauptsache entfernt und durch den aus dem Hafenbecken gebaggerten Sand ersetzt worden ist, so konnten doch dem Untergrunde größere Belastungen nicht zugemutet werden und für die verschiedenen Fundierungen waren deshalb besondere Vorkehrungen zu treffen. Für die zuerst genannten Hochbauten wurden Grundplatten aus Beton und Eisenbeton ausgeführt, während für die Krananlagen, bei denen große Einzellasten in Frage kommen, eine zuverlässigere Fundierungsart gewählt werden mußte. Gerade bei den Krananlagen mußten Verschiebungen und Versenkungen vollständig ausgeschaltet werden, wenn mit einem gleichmäßigen und sicheren Betriebe der Krane gerechnet werden sollte.

Als billigste Fundierungsart wurde die Benutzung von Eisenbetonpfählen erkannt, weil bei deren Anwendung keine Rücksicht auf den Wasserstand zu nehmen war, und nur bescheidene Erdbewegungen in Betracht kommen konnten. Vorgesehen für den Betrieb waren ein Drehkran und ein Portalkran, von denen der letztere auf der von den Gleisanlagen der Industriebahn benutzten Hafenseite arbeiten, während der erstere auf der gegenüberliegenden Seite an der Ladestraße betrieben werden sollte.

Die Krane haben Gewichte bis zu 5 t zu heben; beim Portalkran beträgt der Radstand 4,50 m, die Spurweite 5 m, die Ausladung 12 m und das Eigengewicht 30 t, während der Drehkran einen Randstand von 3,40 m, eine Spurweite von 2,30 m und bei einer Ausladung von 10 m ein Eigengewicht von 24 t besitzt. Für den Drehkran mußte die Schleifleitung in einen besonderen Zuleitungskanal eingebaut werden, während der Portalkran durch Stöpselkontakte seinen Strom erhält.

In Fig. 1 ist die Beschaffenheit des Baugrundes unter den Drehkrangleisen, in Fig. 2 ist die Bodenbeschaffenheit unter den Portalkrangleisen dargestellt. Der als guter Baugrund anzusehende scharfe Sand befand sich in Tiefen von 7 bis 13 m, und da die Pfähle wenigstens 1 m in den scharfen Sand einzurammen waren, hatten dieselben Längen von 8 bis 14 m zu erhalten. Die Eisenbetonpfähle wurden unmittelbar am Tegeler See auf einem alten Ladeplatz in liegender Form hergestellt. Der Querschnitt betrug gleichmäßig 30 bis 40 cm und der Beton bestand aus der Mischung 1 Teil Zement: $2\frac{1}{2}$ Teilen feinem Kiessand: $2\frac{1}{2}$ Teilen Porphyrsplitt. Die Druckfestigkeit dieses Betons nach 28 Tagen er-

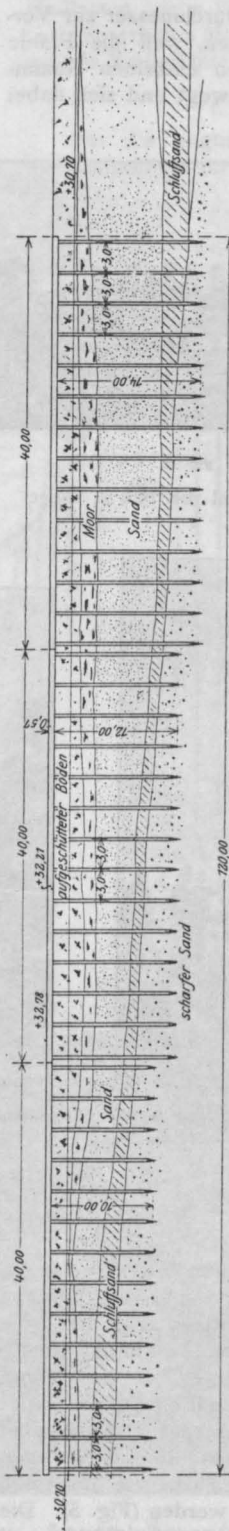


Fig. 1. Schnitt durch die Drehkranfundierung.

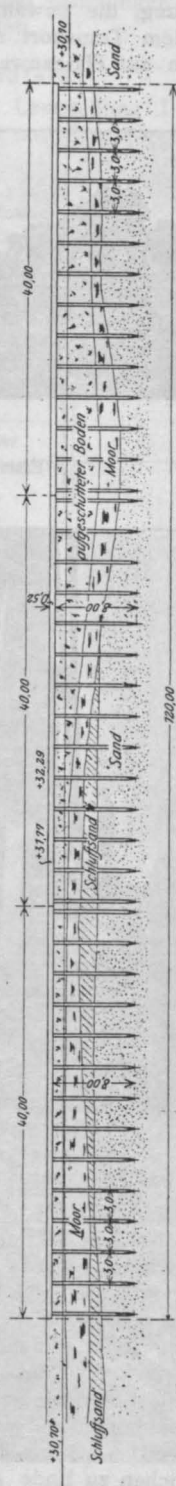


Fig. 2. Schnitt durch die Portalkranfundierung.

gab sich mit i./M. 310 kg/qcm. Als Eiseneinlagen kamen 6 Stäbe von 16 mm Durchmesser zur Verwendung, die gewählt wurden, weil die Pfähle auf dem Transport nach den einzelnen Rammstellen auf Plateauwagen bewegt und sich dabei

für das Rammen wurde ein 3000 kg schwerer Bär bei Fallhöhe bis zu 0,60 m gebraucht.

Die Länge der beiden Krangleise beträgt 120 m; Dehnungsfugen sind in Abständen von je 40 m vorgesehen. Den Unterbau des Drehkrans

zeigen die Fig. 6 u. 7, denjenigen des Portalkrans die Fig. 8 u. 9 im Quer- und Längsschnitt. Die Doppelpfähle stehen in Abständen von rd. 3 m und die Köpfe sind gegen Verschiebungen durch besondere Querbalken gesichert. Vor Aufbringung der Schienenbalken (Fig. 10) wurde der Beton der Pfahlköpfe auf eine Höhe von 20 cm abgestemmt und die dadurch freigewordenen Eiseneinlagen sind in die Balken eingeführt. Die Eiseneinlagen der Balken können aus den vorher

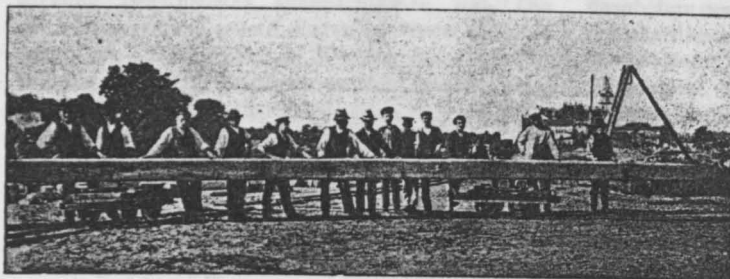


Fig. 3.

Eisenbetonpfahl von 14,0 m Länge.

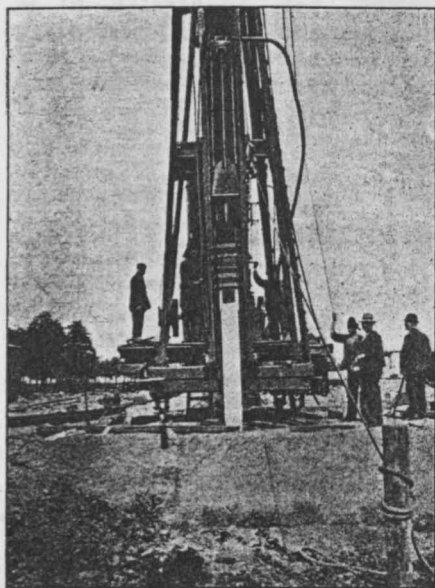


Fig. 4.

Eisenbetonpfahl unter der Ramme.

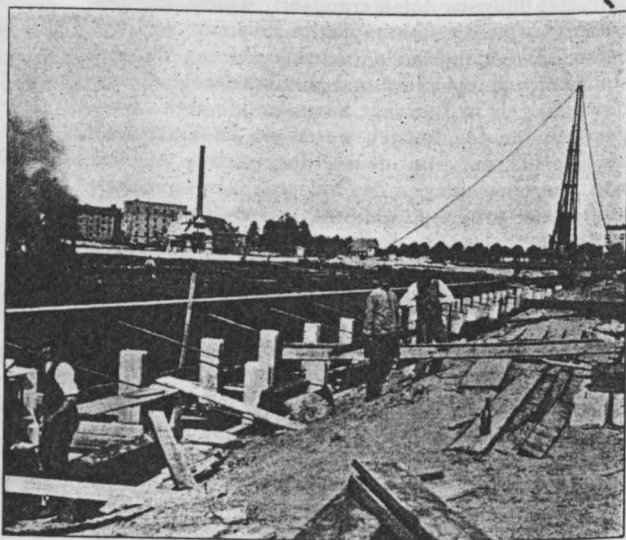


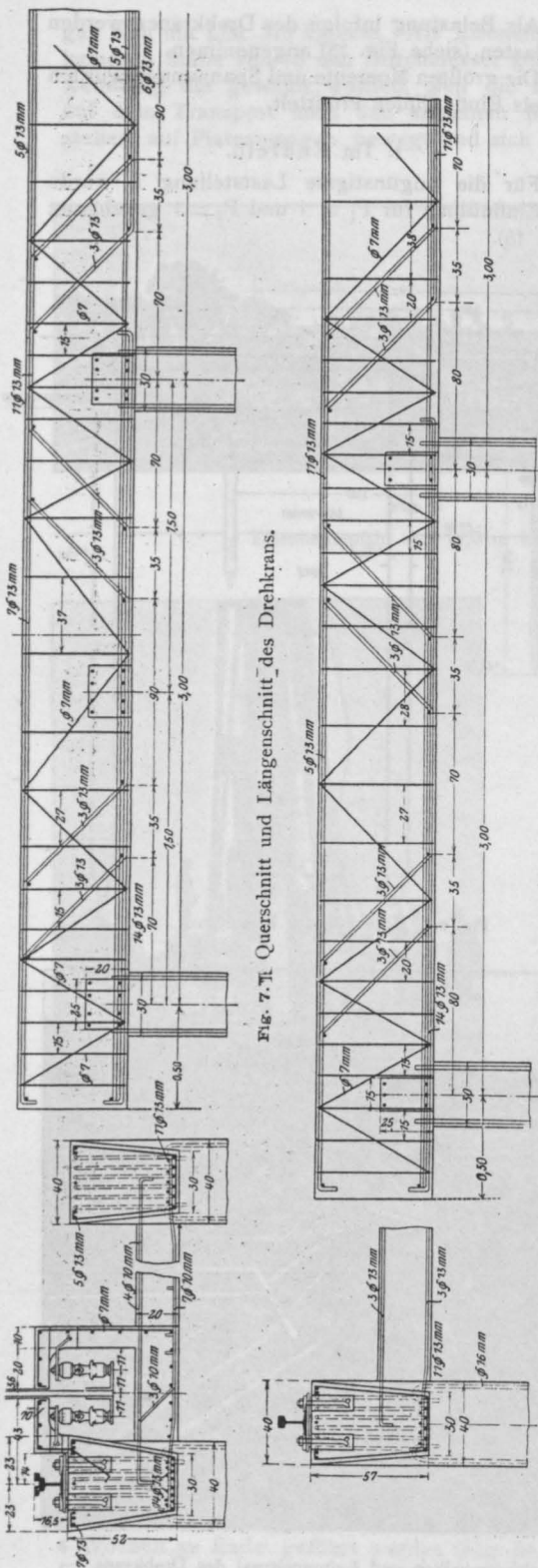
Fig. 5.

Fertig eingerammte Eisenbetonpfähle mit der Rückseite und Verankerung der Ufermauer.

auf 6 bis 8 m freitragen mußten (Fig. 3). Für die Umwicklung wurde 6 mm Rundeisen benutzt. Der ungleiche Querschnitt hatte den Zweck, eine gute Auflagerung der Schienenbalken zu ermöglichen. Beim Einrammen der Pfähle (Fig. 4) entstanden wegen des ungleichmäßigen Baugrundes manche Schwierigkeiten, doch sind Verluste nicht vorgekommen und unter Beobachtung der nötigen Vorsicht konnten die Rammarbeiten innerhalb 4 Wochen zu Ende geführt werden (Fig. 5). Die Gesamtleistung umfaßte rd. 3000 m Pfähle und

erwähnten Abbildungen entnommen werden. Bei dem Drehkran dienen die Versteifungsbalken gleichzeitig zur Unterstützung des Leitungskanals; da sich dieser Kanal aber nicht gut auf eine Länge von 3 m frei tragen konnte, wurden noch besondere Hilfsbalken, zur Unterstützung angeordnet, welche in den Schienenbalken aufgelagert sind. Der Leitungskanal ist durch entsprechende Kantenwinkel gegen Beschädigungen gesichert. Die fertig montierten Krane werden durch die Fig. 11 u. 12 veranschaulicht.

Fig. 10. Schienenbalken und Leitungskanal des Drehkrans.



Das Biegemoment ist dann:

$$M' = \eta P_1 = 0,615 \cdot 11,5 = 7,07 \text{ mt,}$$

$$\text{hierzu } M_g' = \frac{0,36 \text{ mt,}}{\text{zusammen } M'_{\max} = 7,43 \text{ mt.}}$$

Für $\sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm}$, $\sigma_b = 45 \text{ kg/qcm}$ und $b = 40 \text{ cm}$ ist:

$$h - a = 48,6 \text{ cm und } f_e = 17,7 \text{ qcm.}$$

Gewählt wurde $h = 52 \text{ cm}$ und $f_e = 18,58 \text{ qcm}$.

Die größte Querkraft im Endfeld tritt auf, wenn P_1 über A steht; dann ist $A = A_g + A_p = 0,60 + 11,50 = 12,10 \text{ t}$, die Scherspannung im Beton:

$$\tau_0 = \frac{12100}{32 \left(52 - 3,5 - \frac{19,5}{3} \right)} = 9,0 \text{ kg/qcm.}$$

Da die zulässige Spannung überschritten ist, mußten Stäbe hochgebogen werden, und zwar in einer Entfernung von 1,10 m vom Auflager. An dieser Stelle beträgt die Querkraft

$$A_{p_1} = \frac{P_1 \cdot 1,90 - M_1}{1}, \text{ wo } M_1 = 0,25.$$

Hieraus

$$A_{p_1} = \frac{11,5 (1,90 - 0,25)}{3,0} = 6,32 \text{ t,}$$

hierzu

$$A_g = 0,60 - \frac{0,5 \cdot 1,10^2}{2} = 0,30 \text{ t,}$$

zusammen 6,62 t.

$$\tau_0 = \frac{6620}{32 \left(52 - 3,5 - \frac{19,5}{3} \right)} = 4,9 \text{ kg/qcm.}$$

Die Haftspannung an den am Auflager unten liegenden 14 Stück 13 mm \varnothing beträgt:

$$\tau_1 = \frac{32 \cdot 9,0}{14 \cdot 3,14 \cdot 1,3} = 5,0 \text{ kg/qcm.}$$

Mit Rücksicht auf die große Menge senkrechter Bügel, die in die Balken eingelegt wurden, müssen sich die Haft- und Scherspannungen bedeutend verringern.

2. Über der Stütze.

Die Laststellung II (Figur 16) erzeugt ein Stützenmoment M_B , das ohne nennenswerten Fehler als maximales Moment betrachtet werden kann.

Dann ist

$$M_{B_p} = -0,305 \cdot 11,5 - 0,13 \cdot 3,5 = -3,96 \text{ mt,}$$

$$\text{hierzu } M_{B_g} = \frac{-0,45 \text{ mt,}}{\text{zusammen } M_{B_{\max}} = -4,41 \text{ mt.}}$$

Für $\sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm}$, $\sigma_b = 40 \text{ kg/qcm}$ und $b = 30 \text{ cm}$ ist:

$$h - a = 47,2 \text{ cm, } f_e = 10,5 \text{ qcm.}$$

Gewählt $h = 52 \text{ cm}$:

oben, 11 Stück 13 mm \varnothing mit $f_e = 14,60 \text{ qcm}$ und
unten 5 Stück 13 mm \varnothing mit $f_e = 6,64 \text{ qcm}$.

3. Im Mittelfeld.

Hier ist die Laststellung III die ungünstigste für das positive Moment.

$$M_p'' = 0,525 \cdot 11,5 - 0,095 \cdot 3,5 = 5,71 \text{ mt,}$$

$$\text{hierzu } M_g'' = \underline{0,11 \text{ mt,}}$$

$$\text{zusammen } M''_{\max} = 5,82 \text{ mt.}$$

Es ist derselbe Beton und Eisenquerschnitt wie unter 2. gewählt.

Das größte negative Moment im Mittelfeld tritt im Abstand von 0,65 m vom Auflager B auf. Es ist dann

$$M_p' = -0,22 \cdot 11,5 = -2,53 \text{ mt.}$$

Bei der Annahme:

$$h = 52 \text{ cm und } f_e = 5 \text{ Stück } 13 \text{ mm } \varnothing = 6,64 \text{ qcm}$$

$$\text{ist } \sigma_b = 28 \text{ kg/qcm und}$$

$$\sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm.}$$

B. Portal — Krangleise.

Eigengew. des Balkens mit Schienen = 0,55 t/lfdm.

Wie unter A ergibt sich:

$$M_{B_g} = M_{C_g} = 0,50 \text{ mt}$$

$$M_{g'} = M_{g'''} = 0,40 \text{ „}$$

$$M_{g''} = 0,12 \text{ „}$$

$$A_g = D_g = 0,66 \text{ t}$$

$$B_g = C_g = 1,82 \text{ t.}$$

Als Verkehrslast wurden je 2 Radlasten nach Fig. 17 angenommen.

Die unter A ermittelten Einflußlinien werden, da die Feldeinteilung die gleiche ist, auch hier benutzt.

Es treten dann folgende Momente auf:

Im Endfeld bei Laststellung I

$$M'_{\max} = M'_{g+p} = 8,0 + 0,40 = 8,40 \text{ mt.}$$

Gewählt wurde

$$h = 57 \text{ cm, } b = 32 \text{ cm}$$

$$f_e \text{ unten} = 14 \text{ St. } 13 \text{ mm } \varnothing \text{ mit } 18,58 \text{ qcm und}$$

$$f_e \text{ oben} = 5 \text{ „ } 13 \text{ „ } \varnothing \text{ „ } 6,64 \text{ „ .}$$

Über der Stütze B, wenn die Last P_1 im Endfeld im Abstand 1,20 m von B sich befindet, während P_2 außerhalb des Balkens steht.

$$M_{B_{g+p}} = -(3,97 + 0,50) = -4,47 \text{ mt.}$$

Gewählt wurde

$$h = 57 \text{ cm, } b = 30 \text{ cm}$$

$$f_e \text{ oben} = 11 \text{ St. } 13 \text{ mm } \varnothing \text{ mit } 14,60 \text{ qcm und}$$

$$f_e \text{ unten} = 5 \text{ „ } 13 \text{ „ } \varnothing \text{ „ } 6,64 \text{ „ .}$$

Im Mittelfeld ist das größte positive Moment

$$M_{g_{\max}} = M_p'' = M_g'' = 6,83 + 0,12 = 6,95 \text{ mt.}$$

Im Abstand 0,65 m von B tritt im Mittelfeld ein negatives Moment $M_p'' = -2,86 \text{ mt}$ auf.

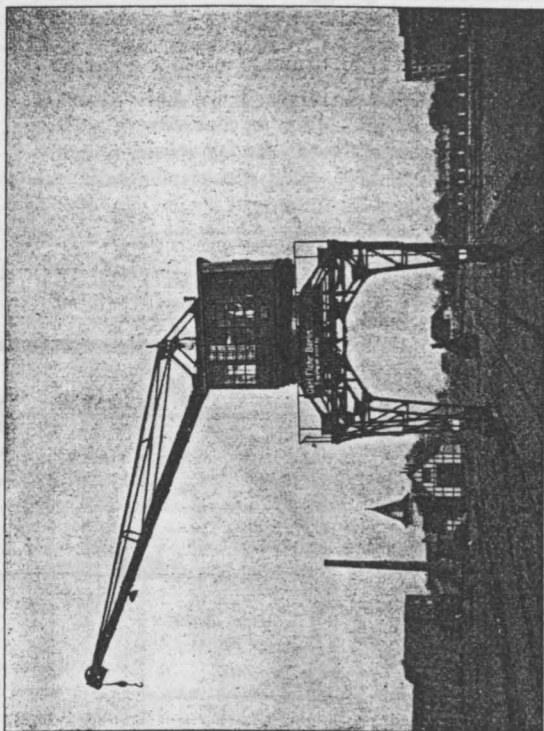


Fig. 12. Portalkran.

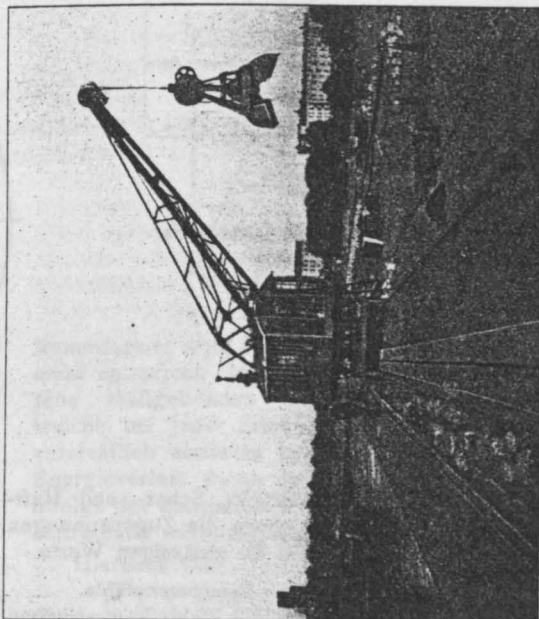


Fig. 11. Drehkran.

Im Mittelfeld ist gewählt

$$h = 57 \text{ cm}, \quad b = 40 \text{ cm}$$

f_e unten = 11 St. 13 mm \varnothing mit 14,6 qcm und

f_e oben = 5 „ 13 „ \varnothing „ 6,64 „ .

in Betracht, wie weit der Baugrund die durch die Pfähle übertragene Last aufnehmen kann.

A. Drehkran.

Als größte in Frage kommende Belastung für einen Pfahl ist:

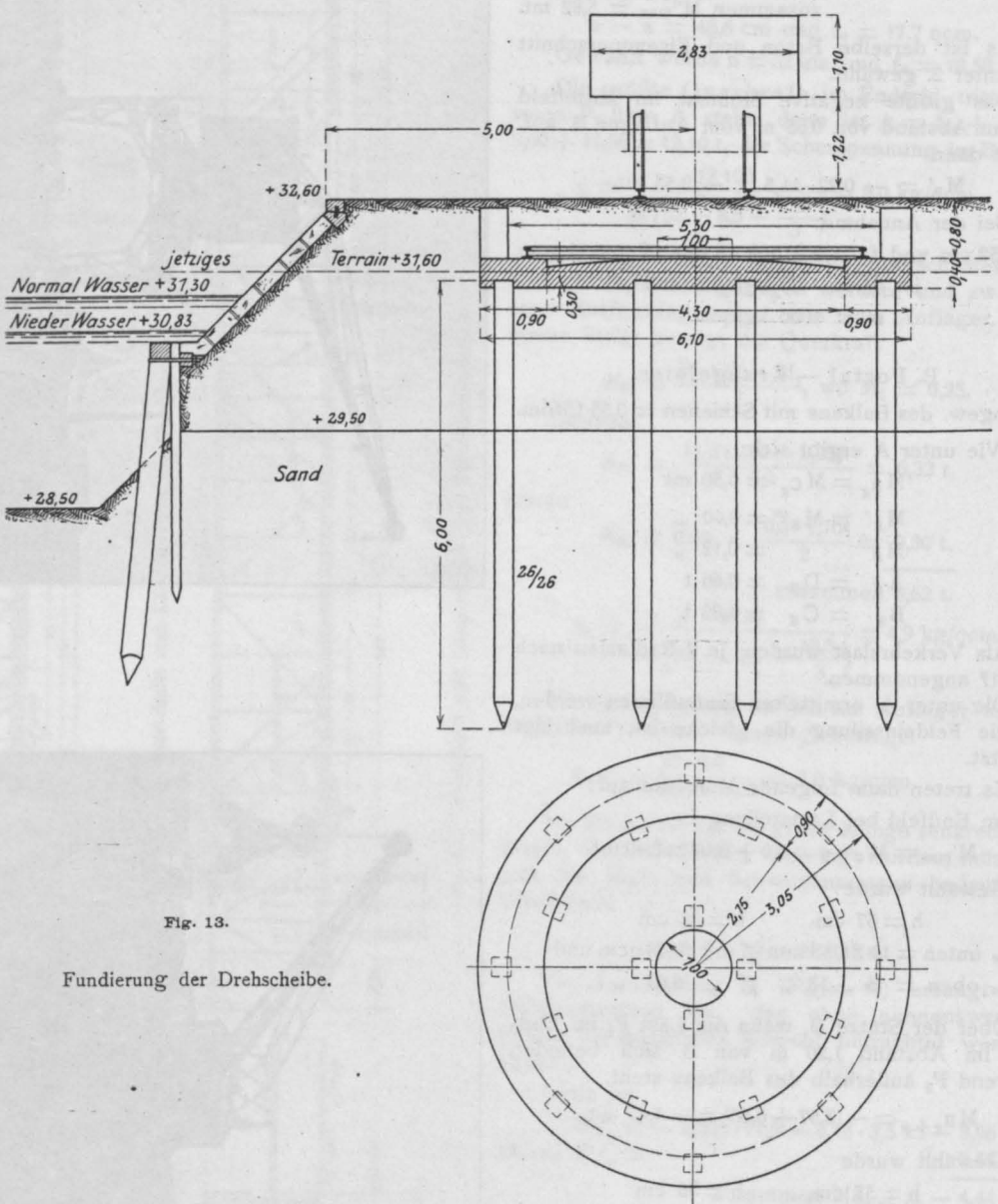


Fig. 13.

Fundierung der Drehscheibe.

Die auftretenden Druck-, Scher- und Haftspannungen im Beton sowie die Zugspannungen im Eisen erreichen kaum die zulässigen Werte.

I. Untersuchung der Eisenbetonpfähle.

Für die Tragfähigkeit der Pfähle kommt neben der Druckfestigkeit des Betons in der Hauptsache

das Eigengewicht von 3,0 m Balken = 1,65 t
 die Querverbindung = 0,10 t
 und die Verkehrslast $B_p + 50\%$ Zuschlag für exzentrische Belastung
 = 11,50 + 5,75 = 17,25 t

zusammen rd. 19,00 t.

Die Pfähle besitzen einen Querschnitt von 30/40 cm und 6 Rundeisen von 16 mm \varnothing mit $f_e = 16,09$ qcm.

Die auftretenden Beton- und Eisenbeanspruchungen:

$$\sigma_b = \frac{19\,000}{30 \cdot 40 + 15 \cdot 16,09} = 13,2 \text{ kg/qcm}$$

$$\sigma_e = 15 \cdot 13,2 = \text{rd. } 200 \text{ kg/qcm.}$$

Der Eindringungswiderstand aus der Eindringung beim letzten Rammstoß läßt sich 1. nach Brix wie folgt ermitteln:

$$W = \frac{Q^2 \cdot g \cdot h}{m \cdot e (Q + g)^2}$$

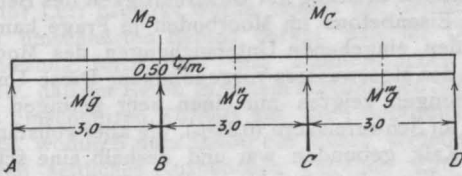


Fig. 14.

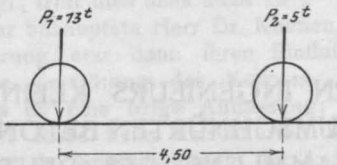


Fig. 15.

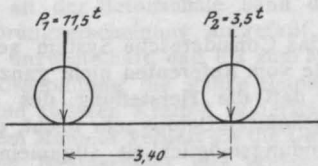


Fig. 17.

Hierin bedeutet:

m Koeffizient = 3,

e die Tiefe in cm, um welche der Pfahl während der letzten Hitze durchschnittlich noch eingedrungen ist; in diesem Fall = 0,5 cm,

h = Fallhöhe = 60 cm,

Q = Bärge wicht = 3000 kg,

g = Pfahlge wicht = $0,30 \cdot 0,40 \cdot 8,0 \cdot 2400 = 2300$ kg,

$$W = \frac{3000^2 \cdot 2300 \cdot 60}{3 \cdot 0,5 \cdot (3000 + 2300)^2} = \text{rd. } 29\,000 \text{ kg.}$$

Diese beim Einrammen der Pfähle zugrunde gelegte Berechnung ist wie die anderen empiri-

schen Formeln kaum geeignet, zuverlässige Zahlen zu liefern. In Wirklichkeit wird die Sicherheit wesentlich größer, weil der errechnete Wert W den Widerstand, den die fertig hergestellten Eisenbetonpfähle dem Eindringen entgegenzusetzen, gewöhnlich zu klein angibt, wie die Versuche erwiesen haben. Nach Stern „das Problem der Pfahlbelastung“ Seite 161, ist die folgende

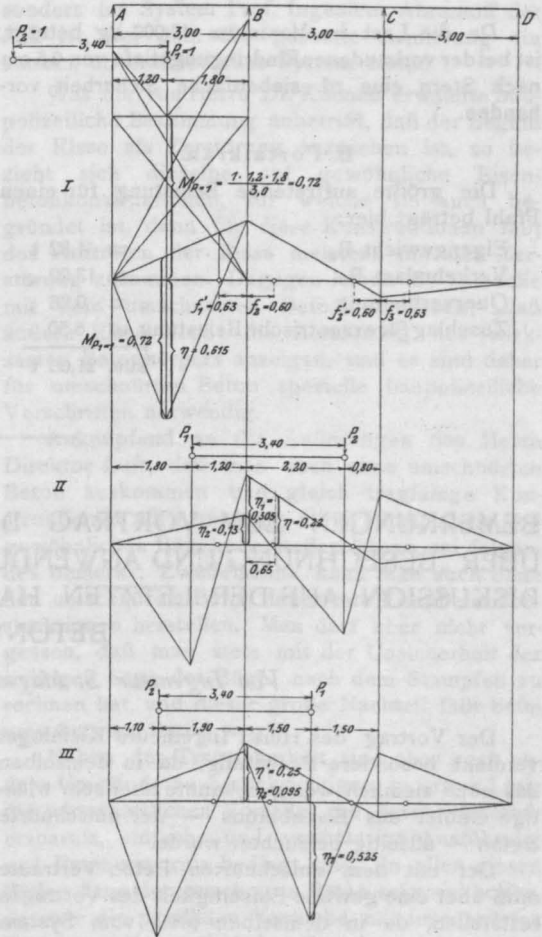


Fig. 16.

Rammformel wohl diejenige, die der Wirklichkeit mehr entspricht. In dieser Formel erscheinen alle jene maßgebenden Umstände berücksichtigt, welche bei jeder Einrammung eines Pfahles unvermeidlich eintreten müssen. Es sind dies der Energieverlust durch den Rammstoß sowie der infolge der elastischen Formänderung des Pfahles eintretende weitere Energieverlust.

Hiernach wird:

$$W = \frac{1}{x} \tau \left[\sqrt{1 + \frac{2x}{\tau} (Q + g + \frac{Qh}{\tau} \cdot \frac{1}{(Q + g)^2})} - 1 \right]$$

wo

$$x = \frac{l}{EF} = \frac{800}{140\,000 \cdot 30 \cdot 40}$$

$$r = e = 0,5 \text{ cm}$$

$$r' = [Q \cdot g (1 + \alpha)^2 + (Q - \alpha g)^2]$$

$$\alpha = 0,25.$$

Setzt man die Werte ein, dann ist

$$W = \text{rd. } 136\,000 \text{ kg.}$$

Da die Last im Maximum 19 000 kg beträgt, ist bei der vorhandenen Eindringungstiefe von 0,5 cm nach Stern eine rd. siebenfache Sicherheit vorhanden.

B. Portalkran.

Die größte auftretende Belastung für einen Pfahl beträgt hier:

$$\text{Eigengewicht } B_g \dots\dots\dots = 1,82 \text{ t}$$

$$\text{Verkehrslast } B_p \dots\dots\dots = 13,00 \text{ „}$$

$$\text{Querverbindung} \dots\dots\dots = 0,28 \text{ „}$$

$$\text{Zuschlag für exzentrische Belastung} = 6,50 \text{ „}$$

$$\text{zus. } 21,60 \text{ t}$$

Die Pfähle haben dieselben Querschnitts-abmessungen wie beim Drehkran.

Der Widerstand beim Einrammen der längsten Pfähle von 14 m mit einem Pfahlgewicht von rd. 4000 kg ist nach Stern:

$$W = \text{rd. } 275\,000 \text{ kg, also eine 12fache Sicherheit.}$$

Nach der Brixschen Formel wäre $W = \text{rd. } 30\,000 \text{ kg.}$

Der ganze Hafenbau mit allen Erd- und Baggerarbeiten wurde unter Leitung des Königl. Baurates Herrn Mirau von der Aktiengesellschaft für Beton- und Monierbau, Berlin, innerhalb 7 Monaten ausgeführt.

Da mit Rücksicht auf bekannte Vorkommnisse Bedenken in bezug auf Dauerhaftigkeit des Betons und Eisenbetons im Moorboden in Frage kamen, wurden eingehende Untersuchungen des Moores und des Moorwassers vorgenommen. Diese Untersuchungen zeigten nur einen sehr geringen Gehalt an Schwefelsäure (0,85%), die aber vollständig an Kalk gebunden war und deshalb eine schädliche Einwirkung nicht ausüben konnte; andere Säuren waren nicht vorhanden.

BEMERKUNGEN ZUM VORTRAG DES HERRN INGENIEURS KLEINLOGEL ÜBER „BERECHNUNG UND ANWENDUNG DES UMSCHNÜRTEN BETONS“ UND DISKUSSION AUF DER LETZTEN HAUPTVERSAMMLUNG DES DEUTSCHEN BETONVEREINES.

Von Ingenieur S. Magid (Berlin-Charlottenburg)).*

Der Vortrag des Herrn Ingenieurs Kleinlogel verdient besondere Beachtung, da in demselben das noch ziemlich wenig bekannte aber sehr wichtige Gebiet des Eisenbetons — der umschnürte Beton — allseitig beleuchtet wurde.

Der mit dem umschnürten Beton Vertraute muß aber eine gewisse Einseitigkeit des Vortrages feststellen, da in demselben bloß vom System Considère die Rede ist und andere Systeme gar nicht erwähnt werden. Considère gebührt zwar als dem Erfinder und dem ersten, der den umschnürten Beton in die Praxis eingeführt hat, die erste Stelle auf diesem Gebiet, jedoch fordert die Objektivität, daß auch andere Systeme berücksichtigt und unparteiisch kritisiert werden**).

*) Die Schriftleitung hat Gelegenheit genommen, nachstehende Mitteilungen Herrn Dr. Koenen vorzulegen, der sich zu ihnen in nachfolgenden Anmerkungen geäußert hat.

**) Diese Angabe ist irrig. Wie Considère selbst in einem Aufsatz der französischen Zeitschrift „Le Ciment“ 1902 (Nr. 9, S. 133 und Nr. 11, S. 162) mitteilt, rührt der Gedanke und die wissenschaftliche Feststellung dieser Bau-

Was das Considèresche System selbst anbetrifft, wurde vom Referenten nicht ganz zutreffend angeführt, daß die Herstellung des Considèreschen umschnürten Betons sehr leicht, einfach und die Verwendungsmöglichkeit allgemein sei. Die verschiedenen Fälle, wo die Anwendung des Considèreschen Systems entweder unmöglich ist oder mindestens große praktische Hindernisse und Schwierigkeiten bietet, sind bekannt und wurde von Herrn Professor Ingenieur Abramoff in seinen Arbeiten über den umschnürten Beton (u. a. im Heft 4 und 5, 1908 dieser Zeitschrift) eingehend darauf hingewiesen.

Es war zu erwarten, daß in der dem Vortrage folgenden Diskussion dies alles bemerkt und ob-

weise von dem deutschen Forscher Dr. Ing. M. Koenen her, der bereits im Jahre 1892 ein Schweizerisches Patent auf die allgemeine Anwendung der Querbewehrung, insbesondere auch auf die Umschnürung durch Metallringe erwirkte (vgl. auch den Aufsatz von M. Koenen: Querverstärkung gedrückter Eisenbetonkörper und ihre wissenschaftliche Begründung im Jahrg. 1907 des Zentralblatt der Bauverwaltung S. 109).

ektiv kritisiert werden wird, jedoch war dies leider schon wegen der Kürze der Zeit nicht der Fall, und haben die Äußerungen der an der Diskussion teilnehmenden Herren keine Klarheit in die Sache gebracht.

Herr Dr. Koenen bemerkte, daß der umschnürte Beton nicht, wie vom Referenten angegeben, von Considere erfunden sei, und daß er bereits früher eine identische Konstruktion vorgeschlagen habe, welche aus ringartig ausgebildeten, nahe zusammenliegenden Bügeln besteht. Dem kann nicht beigeprflichtet werden, weil eine kontinuierliche Umschnürung ganz andere Wirkungen hervorruft, als nahe aneinanderliegende Bügel. Bekanntlich, und wie auch von Herrn Direktor Luft bemerkt wurde, beruht die Grundidee des umschnürten Betons darauf, daß die Querarmierung fortlaufend und ununterbrochen sei bezw. daß der Beton in jedem horizontalen Schnitt des umschnürten Körpers auf die Querarmierung stößt, wodurch dem Beton ein hoher Widerstand gegen seitliches Ausbauchen gegeben wird und ein Zusammenwirken der gesamten Armierung und des Betons hervorgerufen wird; — bei einfacher Querarmierung, sei es durch Bügel, Ringe oder dergl., trifft dies alles nicht zu*).

Ferner behauptete Herr Dr. Koenen, daß die Umschnürung erst dann ihren Einfluß ausübt, wenn die Zerstörung des Körpers begonnen hat. Dies ist eine irrige Auffassung; das Auftreten der Risse beim umschnürten Körper ist eine Folge der Sprengwirkung der Außenschale, auf deren Mitwirkung nicht gerechnet wird. Was aber die Umschnürung eben verhindert, ist die vorzeitige Zerstörung des Kernes. Das Auftreten der Risse an der Betonschale kann daher nicht als Zerstörungserscheinung aufgefaßt werden**).

Es ist unzweifelhaft, daß bis zum Moment der äußeren Rissebildung die ganze Betonmasse des Körpers den äußeren Kräften Widerstand leistet; nach diesem Moment verliert die Umschnürung bedeckende Betonschicht ihre Widerstandsfähigkeit und hat alsdann bloß der inneren Arbeitskern den Spannungen zu widerstehen. Es wird auch deshalb nur dieser Kern bei der Berechnung in Betracht gezogen***).

*) Einzelgelegte Ringe oder fortlaufende Spiralen haben theoretisch und praktisch denselben Effekt; Ringe sind insofern vorzuziehen, als die Spiralen beim Einstampfen des Betons zu leicht federn.

**) Diese meine Behauptung wird durch die objektiv angestellten und ausgewerteten Versuche von Tatbot bestätigt. Letzterer hat sogar festgestellt, daß die seitliche Ausbiegung viel eher eintritt, als bei Säulen, bei denen das Eisen zum größten Teile als Längsarmierung angeordnet war.

***) Dann muß aber auch bei vergleichender Feststellung der Bruchspannung mit nur längsbewehrten Säulen in jedem Falle der Gesamtdruck durch den gesamten Säulenquerschnitt dividiert werden.

Es ist richtig, daß die Wirkung der Umschnürung erst in einem späteren Belastungsstadium beginnt, aber es ist ohne weiteres klar, und auch von Herrn Ingenieur Kleinlogel einleuchtend dargelegt worden, daß die Umschnürung schon vor Auftreten der Risse, wenn eine gewisse Querdrehung im Beton auftritt, einwirkt.

Durch die Umschnürung wird auch die Längsarmierung erheblich mehr ausgenutzt, was besonders im System Prof. Ingenieur Abramoff der Fall ist, bei dem die gesamte Armierung ein starres, unveränderliches System bildet.

Was die von Herrn Dr. Koenen erwähnte baupolizeiliche Bestimmung anbetrifft, daß der Beginn der Risse als Zerstörung anzusehen ist, so bezieht sich dieselbe auf gewöhnliche Eisenbetonkonstruktionen, für welche sie auch begründet ist, denn für diese Konstruktionen fällt das Auftreten der Risse meistens mit der Zerstörung zusammen. Dagegen haben die Versuche mit dem umschnürten Beton bewiesen, daß äußere Risse nicht die Zerstörung des wirk samen Betonkörpers anzeigen, und es sind daher für umschnürten Beton spezielle baupolizeiliche Vorschriften notwendig.

Anknüpfend an die Äußerungen des Herrn Direktor Luft, daß man auch ohne umschnürten Beton auskommen und gleich tragfähige Konstruktionen mit Armierung durch Hinzunahme von gewöhnlichen Bügeln herstellen könne, sei folgendes bemerkt: Zweifelsohne kann man auch ohne den umschnürten Beton dauerhafte Eisenbetonkonstruktionen herstellen. Man darf aber nicht vergessen, daß man stets mit der Unsicherheit der richtigen Lage der Bügel nach dem Stampfen zu rechnen hat, und dieser große Nachteil fällt beim umschnürten Beton weg*).

Neben der Tragsicherheit sind aber noch andere Umstände zu berücksichtigen, in erster Linie die wirtschaftlichen Vorteile, die durch Materialersparnis, einfache und zuverlässige Ausführung und Raumersparnis bedingt sind. In allen diesen Fällen kann der umschnürte Beton sehr viel helfen, da, wie die parallelen Versuche mit umschnürten Körpern und gewöhnlichen Eisenbetonkörpern bewiesen, für die ersteren bei gleicher Widerstandsfähigkeit weniger Material als für die letzteren erforderlich ist, wodurch eine große Ökonomie erzielt wird**).

Bei dem Bau der Zuckerfabriken des russischen Zuckerkönigs Tereschzenko im Gouvernement Kursk wurde bei der Konstruktion der

*) Der erstere Satz steht doch in einem gewissen Widerspruch mit den unter Absatz 5 mitgeteilten Behauptungen des Herrn Luft und läßt die einzeln eingelegten Ringe wieder zu ihrem Recht kommen.

**) Dies wird mit Recht bezweifelt, wie die amerikanischen Versuche beweisen.

Eisenbetonsäulen die Bedingung gestellt, möglichst an Raum zu sparen. Diese Aufgabe wurde aber sehr geschickt und zu großer Zufriedenheit der Fabriksadministration von der ausführenden Firma W. J. Kundert & Cie., Odessa, durch die Anwendung von umschnürtem Beton, System Professor Ingenieur Abramoff, gelöst*).

Zum Schluß möchte ich noch bemerken, daß Herr Ingenieur Kleinogel für seinen interessanten Vortrag großen Dank verdient. Hoffentlich wird durch diese Anregung die Aufmerksamkeit der interessierten Fachleute erweckt und auf dieses wichtige Gebiet des Eisenbetons gelenkt werden.

MITTEILUNGEN ÜBER DAS ERGEBNIS DES WETTBEWERBES FÜR DIE NEUE RHEINBRÜCKE IN RHEINFELDEN.

Von Dipl. Ing. W. Obrist in St. Gallen.

Anfang des Jahres eröffnete der Gemeinderat von Rheinfelden einen Wettbewerb zur Erlangung von Projekten und eventuellen Angeboten für eine neue Brücke über den Rhein.

Die Lage derselben sollte ungefähr dieselbe sein wie bisher. Die bestehende Brücke verbindet in 3 einzelnen Teilen den schweizerischen Teil des Städtchens mit dem badischen, wie nebenstehende Abbildung im Grundriß zeigt.

Die Höhenlage der Zufahrten sollte die alte bleiben und die Nivellette möglichst flach gehalten werden. Die Konstruktionsunterkante wurde möglichst hochwasserfrei verlangt und die lichte Weite der mittleren Stromöffnung des nördlichen Rheinarmes sollte mindestens 40 m betragen.

Da als Baumaterialien Holz und Eisen ausgeschlossen waren und die architektonische Ausgestaltung der Brücke möglichst einfach und mit der Umgebung in Einklang gebracht werden sollte, ließ sich wohl voraussagen, daß die verschiedenen Entwürfe sehr viel Gemeinsames haben werden. Eine Bogenbrücke mit flachem Pfeil, Fahrbahn oben, im südlichen Stromarm 2, im nördlichen 3 Öffnungen mit vollwandigen Stirnmauern und Werksteinverkleidung wird wohl jedem, der die Grundlagen näher betrachtet, als die gegebene Lösung erscheinen.

Das Programm für den Wettbewerb enthielt eingehende Vorschriften über die statische Berechnung und die zulässigen Spannungen für armierte und nicht armierte Konstruktionen.

Für Fundament, Beton- und Bruchsteinmauerwerk in hydraulischem Kalkmörtel soll die Spannung 12 kg/cm² nicht überschreiten. Bruchsteinmauerwerk aus lagerhaften Steinen in Portlandzement darf bis zu 25 kg/cm², Quadermauerwerk in Zementmörtel bis zu 40 kg/cm² beansprucht werden. Die zulässige Druckspannung für Zementbeton ist für verschiedene Mischung auf 20–35 kg/cm² festgesetzt.

Für armierte Konstruktionen war vorgeschrieben:

Für Gewölbe ist der ganze Betonquerschnitt in Rechnung zu ziehen und $n = 10$ anzunehmen. Die Betondruckspannung muß kleiner als 35 kg/cm² sein; die Zugspannung im Eisen ohne Berücksichtigung der Zugzone des Betonquerschnittes darf 1000 kg/cm² betragen.

Für Platten und Balken ist $n = 15$ zu setzen, der Zugquerschnitt des Betons nicht zu berücksichtigen und dann sind die zulässigen Spannungen auf 40 kg/cm² für Beton, 1000 kg/cm² für Eisen festgesetzt.

Säulen und Pfeiler sind mit $n = 15$ und einer zulässigen Betondruckspannung von 35 kg/cm² zu bemessen.

Wenn durch Wärmeschwankungen innere Spannungen erzeugt werden, sind diese für einen Gesamtunterschied

von $+15^{\circ}$ und -35° C zu ermitteln und es dürfen dabei folgende Spannungen nicht überschritten werden: Beton auf Druck 50 kg/cm², Beton auf Zug 15 kg/cm² und Eisen auf Zug beansprucht 1200 kg/cm².

Auf Grund dieser Vorschriften war es möglich, daß der Eisenbeton mit den nicht armierten Konstruktionen in Wettbewerb treten konnte, und es war zu erwarten, daß eine große Zahl Entwürfe in Eisenbeton eingereicht würden, entweder als vollständige Eisenbetonkonstruktionen oder doch in Verbindung mit nicht armierten. Anfang Juni waren sämtliche eingegangenen Entwürfe in Rheinfelden ausgestellt und es zeigte sich, daß der eingangs erwähnte Brückentyp unter den 45 Entwürfen vorherrschte. Ziemlich die Hälfte derselben sind vollständige Eisenbetonkonstruktionen und drei Viertel aller Eingaben verwenden den armierten Beton ganz oder doch teilweise, und es möge bemerkt werden, daß sämtliche der vier preisgekrönten Entwürfe hierzu gehören.

Unter den Bogenbrücken sind die Bogen mit Gelenken eher häufiger, als die eingespannten*), bei den armierten Bogen im besonderen sind etwa zwei Drittel als Gelenkbogen ausgeführt, während bei den nicht armierten Bogen der eingespannte vorwiegt. Unter den Gelenkbogen sind 3 Projekte nur mit Kämpfergelenken zu finden**).

Unter allen armierten Bogenbrücken ist bloß in einem Fall das Gewölbe mit selbst tragfähigen Eisen (System Melan) armiert und zwar dasjenige, das mit dem ersten Preise ausgezeichnet wurde. Mit unten liegender, angehängter Fahrbahn sind nur 3 Entwürfe ausgeführt. Der eine überbrückt die beiden Stromarme mit je einem Dreigelenkbogen die von 50 m und 75 m Stützweite und 12 bzw. 18 m Pfeil; beide Bogenträger sind durchbrochen und mit Profisleisen armiert. Die beiden andern derartigen Projekte mit 2 und 3 Öffnungen und eingespannten Bogen sind noch weniger

*) Über die Frage, ob massive Bogenbrücken mit oder ohne Gelenke auszuführen seien, ist man heute noch verschiedener Meinung. Wenn bei diesem Wettbewerb die Gelenkbrücken überwiegen, so ist das noch kein Beweis, daß die Projektverfasser in der Mehrzahl für Gelenke sind. Für armierte Bogen mußten eventuelle Temperaturspannungen ermittelt werden, die statische Berechnung des eingespannten Bogens ist doch etwas zeitraubend und deshalb wurde wohl zur Vereinfachung der Berechnung der statisch bestimmte Dreigelenkbogen gewählt.

**) Da bei diesen Konstruktionen durch die Formänderung des Materials, Temperaturänderungen und Veränderung der Lage der Stützpunkte auch innere Spannungen auftreten, also die Gelenke ihren eigentlichen Zweck nicht erfüllen, so liegt der Grund zur Wahl des Zweigelenkbogens hier wohl auch darin, die statische Berechnung einfacher zu gestalten.

*) Sicherlich auf Kosten der hohen Sicherheit, die sonst von den Säulen verlangt wird.

glücklich gewählt, als das vorige, weil sie in Eisenbeton die gedeckte hölzerne Brücke nachzuahmen suchen, was auch in verschiedenen Balkenkonstruktionen geschehen ist.

Bemerkenswert ist, daß unter allen Wölbbrücken bloß 2 Projekte zu finden sind, bei welchen der Bogen in einzelne Rippen aufgelöst ist; bei dem einen sind diese nicht stetig gekrümmt, sondern ähnlich wie bei den Rahmenkonstruktionen geknickt; es wird dadurch natürlich ein größeres Durchflußprofil erreicht.

Balkenbrücken sind gering vertreten, wie auch wohl zu erwarten war. Sechs Entwürfe benutzen diese teilweise, sei es für die Strecke zwischen dem linken Rheinufer und dem Burgkastell oder zur Verbindung des Beckenjoches mit dem badischen Ufer. In Verbindung mit Bogenbrücken wirkt das Gesamtbild unharmonisch, besonders wenn für die Balkenbrücke die Fahrbahn unten gewählt und die Brücke gedeckt wird.

Besonders bemerkenswert sind zwei Entwürfe, die vollständig als Balkenbrücken ausgeführt sind; nicht wegen der guten architektonischen Wirkung, sondern in konstruktiver Hinsicht.

Das eine überbrückt die beiden Rheinarme mit einer resp. drei Öffnungen, die letzteren als kontinuierlichen Träger mit einer Mittelöffnung von 49,5 m. Trotz der beträchtlichen Breite der Brückenbahn von 10,5 m ist die Fahrbahn unten angeordnet und die beiden Hauptträger sind als Pfostenfachwerk (Vierendeel) mit Profilleisen armiert ausgeführt. Der zweite derartige Entwurf übersetzt den Rhein mit zwei einfachen Balken von 24 m Stützweite zwischen dem linken Ufer und dem Burgkastell. Der nördliche Arm wird durch eine Auslegerbrücke übersetzt. Die beiden Endöffnungen sind 30 m weit; die beiden Kragarme sind 6 m lang und der mittlere eingehängte Balken hat ebenfalls 30 m Stützweite.

Die Fahrbahn liegt unten, die beiden Hauptträger haben Dreiecksfachwerk und die Lager bzw. Gelenke sind in Eisen vorgesehen, wie auch für den vorgehend genannten durchgehenden Träger.

Daß diese Projekte nicht prämiert wurden, ist wohl zu verstehen, wenn man eine mit der Umgebung des alten Städtchens harmonisierende Architektur verlangt. Konstruktiv sind diese Entwürfe doch bemerkenswert, es wäre noch interessant einen Vergleich mit den Bogenbrücken hinsichtlich der Kosten zu ziehen, denn der Ausführung der letzteren stehen keine wesentlichen Hindernisse im Wege, da der mit 10 kg/cm² belastende Fels in geringer Tiefe liegt.

Auf Grund dieser Übersicht ergibt sich, daß nur wenige Projekte ohne weiteres aus dem Programm nicht entsprechend ausgeschaltet werden müssen. Dieser Wettbewerb ist ein glänzendes Beispiel dafür, wie vorteilhaft der armierte Beton heute im Brückenbau verwendet werden kann, sei es für vollständige Eisenbetonbauten oder für solche in Verbindung mit nicht armierten Konstruktionen.

Im folgenden seien noch die Verfasser der vier preisgekrönten Entwürfe erwähnt:

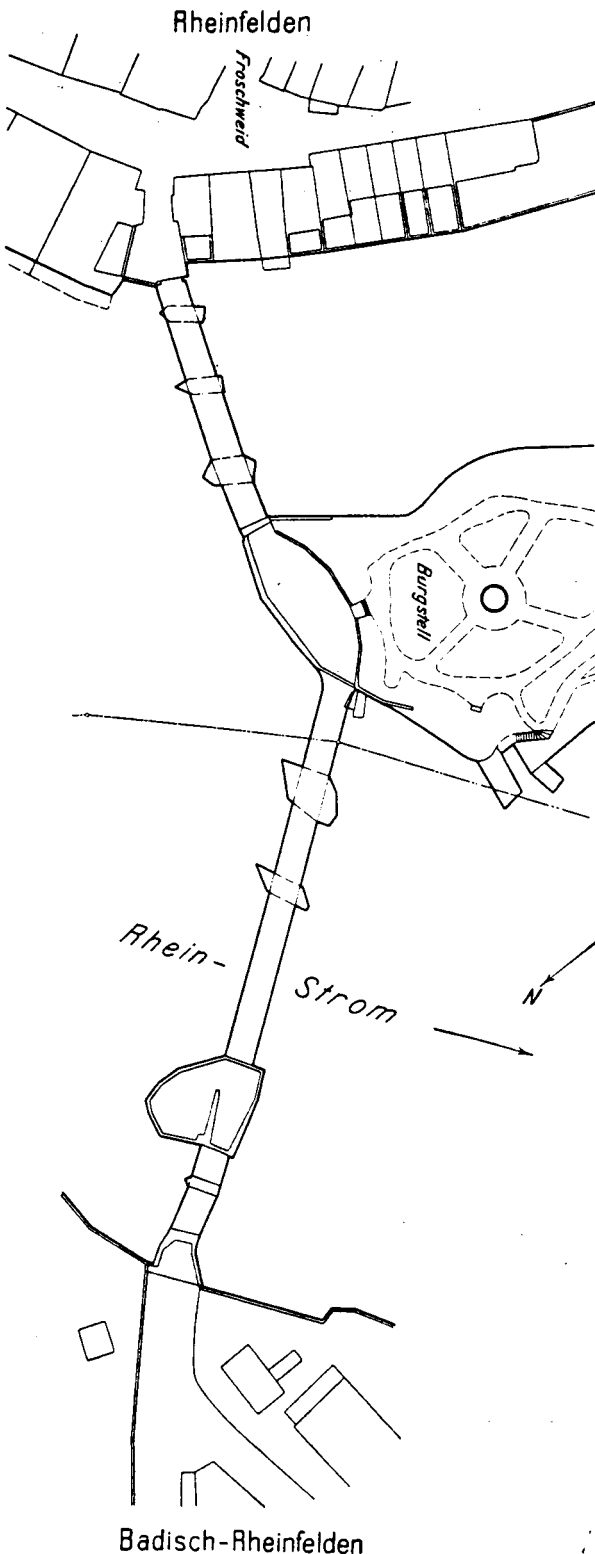
1. Preis (2300 frs.) dem Entwurf „tempora mutantur“ der Herren Prof. Melan Prag, Ing. de Vallière & Simon, und Architekten Monod & Lavessière in Lausanne.

2. Preis (2000 frs.) dem Entwurf „S. D. P.“ der Herren Ing. Maillart & Cie. Zürich und Architekten Joss & Klausner, Bern.

3. Preis (1700 frs.) dem Entwurf „Stein“ der Firma Alb. Buß & Cie. A.-G., Basel und der Herren Architekten Emil Faesch, Basel und Hobich, Rheinfelden.

4. Preis (1500 frs.) dem Entwurf „Grenzsteg“ der Herren Dipl.-Ing. Wilh. Stortz in Straßburg i. E. und Arch. Paul Schnitthener, Colmar mit Übernahmeofferte von Ed. Züblin & Cie., Basel-Straßburg.

Das Preisgericht bestand aus den Herren: Dr. H. Gull, Professor, Zürich; C. Habich-Dietschi, Rheinfelden; K. Moser, Professor, Karlsruhe; F. Schüle, Professor, Zürich; Obering. A. Trautweiler, Straßburg i. E.



LITERATURSCHAU.

*Bearbeitet von Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden).**L. bedeutet Hinweis auf die in der Zeitschrift „Armierter Beton“ früher erschienene Literaturschau.*

I. Der Baustoff.

1. Herstellung und Verarbeitung.

Zur Geschichte des Portlandzementes. Englische Patentschrift aus dem Jahre 1824 über die Herstellung von Portlandzement. Beton-Ztg. 1909. Nr. 18.

Le materie prime nell' industria dei cementi. Angaben nach C. Naskes „Portlandzementfabrikation“ über die gebräuchlichen und vorteilhaften Verhältnisse der Zementbestandteile zueinander. Il Cemento 1909. Nr. 6.

Critical Economics in Portland Cement Production. Betrachtung über die günstigsten Drehofenabmessungen; aus Erfahrungszahlen ergibt sich bei 40 m langen, 2,5 m weiten Drehofen der geringste Brennstoffverbrauch für die Zementeinheit. The Eng. Rec. 1909. Nr. 20. S. 625.

Contribution nouvelle sur la finesse de mouture du ciment Portland. Die Firma Gebr. Pfeiffer kommt nach Versuchen von Dr. Michaëlis zu dem Ergebnis, daß die Feinmahlung eine wesentliche Verbesserung des Zementes herbeiführt und leicht zu erreichen ist. Le ciment 1909. s. auch Il Cemento 1909. Nr. 10: Ricerche sulla macinazione dei cementi. Nr. 4 u. 5. Vgl. L. April 1909. I, 1. S. 189.

Influence de la finesse de mouture sur les propriétés physiques du ciment Portland. Übersetzung des Aufsatzes von E. Riisager in Nr. 27 der Tonind.-Ztg. Vgl. L. April 1909. I, 1. S. 189. Entgegnung und Berichtigung von J. Lamock. Tonind.-Ztg. 1909. Nr. 63.

La fabbricazione del cemento portland con calcari magnesiaci. Besprechung der Versuche von Campbell & White und Dyckerhoff über den Einfluß von Magnesia auf den Zement. Il cemento 1909. Nr. 9. s. L. März 1909. I, 1. S. 137.

Neues über die Herstellung von Portlandzement aus trockengranulierter Hochofenschlacke. Angaben über dieses und ähnliche Verfahren und über die erzielten Ergebnisse s. L. Juni 1909. I, 1. S. 263. Beton-Ztg. 1909. Nr. 18.

Fabrikation von Vulkanaschenzement in Japan. Mitteilungen über chemische Zusammensetzung und mechanisches Verhalten. Beton-Zeitung 1909. Nr. 19.

Les inconvénients des bétons de mâchefer. Nach einer Mitteilung von Butler in „The builders Journal“. Schlackenbeton hat be-

züglich seiner Raumbeständigkeit schlechte Versuchsergebnisse geliefert. Beschreibung der Versuche und Mitteilung der Ergebnisse. Le Ciment 1909. Nr. 5.

Die Verwendung von Seekies zu Eisenbetonzwecken. Vergleich verschiedener Seekiese unter sich und mit Grubenkies. Eisenbeton 1909. Nr. 9.

Die Erhärtung von Kalkmörtel in Mauerwerk aus Ziegelsteinen und Kalksandsteinen und das Haften von Kalkmörtel an solchen Steinen. Kalkmörtel im Innern eines Bauteils (einer Mauer) erhärtet nur langsam, erst nach Jahren genügend. Seine Haftfestigkeit ist nicht nennenswert. Beide Nachteile lassen sich durch hydraulische Zuschläge vermeiden. Zentralbl. d. Bauverwltg. 1909. Nr. 31.

Kalksteinschotter als Zuschlagstoff. Dessen Verwendbarkeit ist durch einen Brandversuch nachgewiesen, bei dem sich der Beton mit Kalksteinzuschlag gut bewährt hat. Der Kalkstein ist durch die Zementumhüllung geschützt. Zement u. Beton 1909. Nr. 22.

New Cowell Cement Plant. Beschreibung einer neuen großen Zementfabrik in Californien, besonders der maschinellen Einrichtungen. Elektrischer Betrieb. Cement and Eng. News 1909. Nr. 4. S. 104. Mit Abbildungen. The Eng. Rec. Nr. 19. S. 604. Mit Abbildungen.

Waterproofing Concrete with Asphalt. Angaben über Ausführungen von Wasserbauten, bei denen Betonmauerwerk durch Asphaltanstrich erfolgreich wasserdicht gehalten würde. Cement and Eng. News 1909. Nr. 4. S. 119. Mit Abbildungen.

Barre ondulate tipo Johnson per costruzioni di cemento armato. Besprechung der Vorzüge der Johnson-Eisen; Vergleich mit anderen Formen. Abbildungen von Ausführungen mit Johnson-Eisen. Il cemento 1909. Nr. 6.

2. Prüfung und Untersuchung.

Strength of Cement Briquettes, when stored in Air. Versuche haben ergeben, daß die unter Wasser erhärteten Zementkörper einige Stunden, nachdem sie an die Luft von 30° gebracht wurden, an Festigkeit verloren. Eng. News 1909. Nr. 21. S. 581.

Findet beim Abbinden des Portlandzementes eine Quellung statt? Dr. C. Schumann behauptet, eine solche finde nicht statt, und bezeichnet die Quellungstheorie von Michaëlis als eine reine Hypothese. Tonindustrie-Zeitung 1909.

Nr. 57. — Siehe hierzu auch ebenda Nr. 60. — s. L. Juni 1909. I, 2. S. 264.

Wasserverhältnisse im erhärtenden Portlandzement. Von Prof. D. Nagy. Die chemische Rolle des Wassers soll durch Versuche im Laboratorium der technischen Hochschule zu Budapest festgestellt werden. Verfasser scheint auch eine Art Quellung im Sinne von Dr. Michaëlis anzunehmen: „Die beobachteten chemischen Veränderungen, nämlich Aufnahme von Hydratwasser und Kohlensäure, bedingen eine Raumvermehrung; diese ist molekularer Natur, d. h. die angewachsenen Molekeln füllen die Poren des Körpers aus und verdrängen dort das hygroscopische Wasser. Auf diese Weise erklärt sich auch das Austrocknen der im Wasser befindlichen Probekörper, wo von Verdunstung keine Rede sein kann, am natürlichsten.“ *Tonindustrie-Zeitung* 1909. Nr. 60.

Qualités que doit remplir un ciment Portland pour être employé sous les tropiques. Zusammenstellung der Bedingungen, die für die Verwendung von Zement in den Tropen zu stellen sind. *Le génie civil* 1909. 29. Mai.

Einwirkung des Seewassers auf Zemente. Auszug aus dem Sitzungsprotokoll des 12. Kongresses russischer Ingenieure. *Beton-Zeitung* 1909. Nr. 19.

Lo studio micrografico del cemento Portland. Bilder vom Kleingefüge des Portlandzementes. *Il Cemento* 1909. Nr. 8. — Vergl. L. Mai 1909. I, 2. S. 220.

Prüfung der Druckfestigkeit von Portlandzement. Von Dr. Ing. A. Martens. Die an die Druckprüfer zu stellenden Bedingungen werden zusammengefaßt und die Fabriken zu Entwürfen aufgefordert. Mit Abbild. *Dinglers polyt. Journal* 1909. Nr. 20. — Ein Aufsatz zum selben Thema mit Abbildungen von Dr. O. Kron in der *Tonindustrie-Zeitung* 1909. Nr. 60. — s. L. Juni 1909. I, 2. S. 263.

Nuovo „Ago“ per l'assaggio della presa. Verbesserungen an der Vicatschen Nadel zur Ermittlung des Abbindens, von Dr. G. Morbelli. Mit Abbildungen. *Il Cemento* 1909. Nr. 9.

Gli assaggi e le proprietà degli agglomeranti idraulici. Die verschiedenen Verfahren, Apparate und Instrumente zur Prüfung und Untersuchung der hydraulischen Bindemittel werden erläutert. Mit Abbildungen. *Il Cemento* 1909. Nr. 7 und 9.

Die Heintzelsche Kugelprobe. E. Drechsel verwirft die Kugel- und die Kuchenprobe und empfiehlt die Ringprobe nach Le Châtelier. *Tonindustrie-Zeitung* 1909. Nr. 57.

L'industrie des chaux et ciments hydrauliques devant les consommateurs. Von E. Drechsel. Verfasser stimmt mit Le Châtelier darin überein, daß die Prüfungs- und Untersuchungsverfahren für Zement vereinfacht werden

möchten. Er läßt die vorgeschlagenen 3 Proben (Ermittlung der Abbindezeit, der Raumbeständigkeit und der Zugfestigkeit im Mörtel 1:3 nach 7 Tagen) als ausreichend gelten. Er meint jedoch, daß die letzte Probe zwar einen Maßstab für die Festigkeit, nicht aber für die Ergiebigkeit des Zementes bietet. Mit zwei verschiedenen Zementen von gleicher Zugfestigkeit im Mörtel 1:3 nach 7 Tagen könne man sehr ungleiche Mengen Mörtel einer gewissen, in der Praxis verlangten Festigkeit herstellen. Verfasser schlägt Druckproben zur Ermittlung dieser Festigkeit und Ergiebigkeit vor, die aber natürlich viel umständlicher und teurer als die Zugfestigkeitsproben sind. Die Ergiebigkeit wird sich wohl jeder Zementverbraucher selbst ausprobieren müssen. *Revue des matériaux de constr. et de trav. publ.* 1909. Mai. — s. L. März 1909. I, 2. S. 137.

Bericht des Ausschusses zur Ermittlung eines inländischen Ersatzmaterials für Traß. Die österreichischen Ingenieure haben anlässlich des Baues der Harzdorfer Talsperre Versuche angestellt, ob sich der ausländische Traß nicht durch einen österreichischen Baustoff ersetzen lasse. Die Laboratoriumsversuche lassen sich dahin zusammenfassen, daß statt der für Österreich vom wirtschaftlichen Standpunkte wenig empfehlenswerten „Intze“-Mischung (Verwendung von Traß) zu gleichen Zwecken die ihr allem Anscheine nach technisch gleichwertigen, aber ökonomischeren Mischungen 3 oder 4 in Zukunft zu verwenden wären. Mischung 3: Gemenge von Portlandzement, trocken gelöschtem Kalk und Sand. Das Raumverhältnis von Portlandzement zu Kalk wurde so bestimmt, daß es chemisch gleichwertig ist einer Mischung von 80–70 Teilen Portlandzement zu 20–30 Teilen Kalkbrei. Das Raumverhältnis dieses Gemisches zu Sand soll 1:3 betragen. Mischung 4: Gemenge von Portlandzement, gesumpftem Kalk und Sand. Das Raumverhältnis des Portlandzementes zu Kalk soll 80–70 zu 20–30, das Raumverhältnis dieses Gemenges zu Sand 1:3 betragen. Mitteilungen der Versuchsergebnisse: *Zeitschrift des österr. Ingenieur- und Architekten-Vereins* 1909. Nr. 19.

Beton und seine Festigkeit. Die Frage nach der Druckfestigkeit bestimmter Betonmischungen läßt sich nicht ohne weiteres beantworten; sie hängt von so vielen Einflüssen ab (Eigenschaften der Grundstoffe, Mischungsverhältnis, Art des Mischens und Verarbeitens, Wasserzusatz, Stampfweise, Erhärtung, Art der Lagerung, Temperatur usw.), daß man ohne Versuche keine sicheren Angaben machen kann. Alle diese Einflüsse werden besprochen und bewiesen. *Zement und Beton* 1909. Nr. 22.

Ermittlung der dichtesten Betonmischung. Von Dr. Ing. E. Schäufler. Verfahren wird besprochen; der dichteste Beton ist meist

auch der wirtschaftlichste, d. h. beste. Zement und Beton 1909. Nr. 22 und 23.

Resistenza dei mattoni e delle opere in muratura. Angaben über Ziegel- und Mauerwerksfestigkeit. Mit Abbildungen. Il Cemento 1909. Nr. 6. — Vergl. L. März 1909. I, 2. S. 137.

Merkwürdiger Sand. Ein zur Untersuchung eingereichter Sand ergab, trotzdem er nach der chemischen und mechanischen Zusammensetzung wohl brauchbar erschien, gar keine Mörtelfestigkeit. Als Erklärung wird angeführt, daß die einzelnen Sandkörnerchen mit einer feinen, aber sehr dichten Schicht von Quarzstaub umkleidet waren, die selbst mit dem Vergrößerungsglas nicht ohne weiteres gesehen worden war. Sie hindert das Anhaften des Zementes am eigentlichen Korn. Durch gründliches Waschen ließ sich dem Übel abhelfen. Beton-Zeitung 1909. Nr. 18.

Zur Kenntnis des Steinschlags. Vorzüge und Fehler einiger Gesteine werden besprochen; Prüfung des Steinschlags. Zement und Beton 1909. Nr. 21.

Action du plâtre et du ciment sur le fer. Nachdem auf die zerstörende Wirkung des Gipses auf das Eisen hingewiesen worden ist, werden Beispiele angeführt, wie sich dagegen das Eisen im Zementmörtel tadellos erhält, und daß der Rost sogar verschwindet. Le ciment 1909. Nr. 4.

Über das Rosten des Eisens und den Eisenbeton. Von Dr. Rohland. Dieselben Erörterungen über das chemische Verhalten des Eisenoxys in Beton wie in L. März 1909. I, 2. S. 220. Deutsche Bztg. 1909. Mitteilungen Nr. 12. S. 51.

Eine merkwürdige Erscheinung am Eisenbeton. Von Dr. Rohland. Beispiele und Erklärung für das Entrosten des Eisens im Eisenbeton, s. vorstehend. Beton-Ztg. 1909. Nr. 19.

Action des fumées des locomotives sur le béton. Ausführliche Angaben über die Untersuchungen von Prof. Klaudy an Bauwerken der österreichischen Südbahn. Le ciment 1909. Nr. 3. Vgl. L. Mai 1909. I, 2. S. 220, die dort angegebenen Stellen.

3. Wirtschaftliches.

Zur Organisation der technischen Auskunft. Von Dr. H. Beck, Berlin. Vorschläge zur Sammlung und Bearbeitung der gesamten technischen Literatur und zu ihrer Verwertung zu schneller Auskunfterteilung über jede technische Frage. Zusammenstellung der Aufgaben eines Internationalen Instituts für Techno-Bibliographie. Ein solches besteht seit 28. November 1908 zunächst in Berlin. Seine Tätigkeit wird beschrieben. Der Verfasser sagt: „Zweifellos erscheint mir, daß das neue Institut auf die technische Literatur einen

bedeutsamen Einfluß wird ausüben können. Erstlich vermindernd im Hinblick auf die mit Schere und Kleister arbeitenden, auf technisch-literarischem Gebiete besonders emsigen Vielschreiber und Kompilatoren. Auf ihre Arbeit fällt jetzt mehr Licht von der Zentralstelle aus und vielleicht wirkt schon dies Bewußtsein des Beobachtetseins. Aber die Nachfrage nach Kompilationen wird vermutlich überhaupt nachlassen, wenn man sich mit geringem Aufwande an Zeit und Mitteln von einer Zentrale Rat holen kann...“ Der Aufsatz sei der besonderen Beachtung empfohlen! Beton-Ztg. 1909. Nr. 20/21. s. auch Rundschau f. Techn. u. Wirtsch. 09 Nr. 6.

Eisenbetonbau und Baugewerksmeister. Nach dem Vorgange von Rheinland und Westfalen wird empfohlen, daß sich die Innungen zusammenschließen und ein Bureau einrichten, in dem die Berechnungen für die Eisenbetonentwürfe gemacht werden. Zement und Beton 1909. Nr. 23.

Les adjudications publiques et les concours. Allgemeine Bemerkungen. Preisanschreiben werden empfohlen. Le ciment armé. 1909. Nr. 5.

Der Eisenbetonbau im öffentlichen Bauwesen. Nach The Builder. Kurzer Bericht über englische Verhältnisse, wo sich die Behörden ebenfalls nur langsam mit der neuen Bauweise vertraut machen. Zement und Beton 1909. Nr. 21.

Eisen und Eisenbetonbau. Von Dipl.-Ing. Heider. Allgemeine Bemerkungen über die Gebiete und Grenzen der beiden Bauweisen. Eisenbeton 1909. Nr. 10.

Im Kampfe gegen den belgischen Zement. Die Bezeichnung von Naturzement als Portlandzement ist vom Oberlandesgericht Düsseldorf als unlauterer Wettbewerb festgestellt worden. Tonind.-Ztg. 1909. Nr. 57.

Der rechtliche Schutz der Bezeichnung „Diplom-Ingenieur“ (Dipl.-Ing.). Von Dr. Al. Lang, Berlin. Durch Entscheidung des Landgerichts Köln ist die Führung der Bezeichnung „Diplomierter Ingenieur“ für solche, die nicht Diplom-Ingenieur sind, als strafbar festgestellt worden. Endlich, wie Dr. Lang mit Recht sagt. Glasers Annalen f. Gewerbe und Bauwesen 1909. Nr. 10.

II. Theorie.

Dimensionierungsformeln für doppelt bewehrte Balken. Von Ing. L. Herzka, Wien. Mit Hilfe der beigelegten Tabelle kann man aus gegebenem Momente und zulässigen Spannungen die notwendigen Eiseneinlagen ermitteln, sobald die ohne obere Eiseneinlage notwendig werdende Höhe nicht verfügbar ist. Beton und Eisen 1909. Nr. 7.

Über Eisenbetonplatten mit Berücksichtigung des Eigengewichts. Literatur-

angabe von Ramisch. Zement und Beton 1909. Nr. 21. Vgl. L. Januar 1909. II. S. 26.

Théorie du calcul des poutres sans diagonales. Berechnung der Pfostenfachwerkträger. Le ciment armé 1909. Nr. 5.

Contributo al calcolo delle fondazioni continue in cemento armato. Von Ing. A. Danusso. Berechnungen von Gründungen aller möglichen Arten. Il Cemento 1909. Nr. 5, 7, 8, 9 u. 10.

Spiralarmierung in der Druckzone ungleichartig beanspruchter Betonquerschnitte. Von Ing. Adam. Vorschläge, wie die Umschnürung sich bei der Berechnung berücksichtigen ließe. Ztschr. d. österr. Ing.- und Arch.-Vereins 1909. Nr. 20.

Träger mit dreieckförmiger Belastungsfläche. Berechnung der Momente usw. für die genannten Sonderfälle. Zement u. Beton 1909. Nr. 23.

III. Eisenbetonversuchswesen; Feuerproben.

Temperaturspannungen im Eisenbeton. Vortrag von Dr. Ing. F. v. Emperger. Verfasser weist nach, daß die Berücksichtigung einer Temperaturschwankung von 50° C für massive Bauten nicht notwendig ist, mindestens müßten dann die zulässigen Spannungen wesentlich erhöht werden. Für die gesamte Eisenbetonpraxis sind diese durch Beispiele überzeugenden Darlegungen von großer Wichtigkeit. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1909. Nr. 22 u. 23. s. L. Juni 09. III. S. 265.

Reinforced Concrete Beam Tests. Versuche an der Universität Illinois mit Eisenbetonbalken verschiedener Abmessungen und Bewehrung. The Eng. Rec. 1909. Nr. 21. S. 663.

Die Feuersicherheit des Betons. Von W. Ritter. Zusammenstellung einer Reihe von Versuchen zu dieser Frage; Ableitung von Bedingungen für eine gute Feuersicherheit. Beton-Zeitung 1909. Nr. 20.

Die Feuersicherheit von Naturgranit. Sie ist nicht sehr groß, wie durch Versuche nachgewiesen. Zement u. Beton 1909. Nr. 20.

IV. Amtliche Vorschriften über Eisenbetonbau.

V. Ausführungen.

1. Zement-, Beton- und Eisenbetonwaren. Allgemeines über Beton und Eisenbeton.

Die künstlerische Lösung des Eisenbetonbaues. Vortrag von Arch. J. Medgyaszay, Budapest. Allgemeine Äußerungen zu dieser Frage unter Vorführung von mehr oder weniger guten Beispielen. Beton u. Eisen 1909. Nr. 6 u. 7.

Über die Behandlung von Betonflächen. Vorsatzbeton verschiedener Korngröße wird empfohlen; Verfahren zu seiner Einbringung und

Behandlung. Mit Abbildungen. Beton-Ztg. 1909. Nr. 18.

Die Verwendung des Eisenbetons im Kriegsbau. Von Major Toepfer. Anforderungen an den Eisenbeton und Vorzüge bei seiner Verwendung zur Befestigung usw. Eisenbeton 1909. Nr. 10.

Le ciment armé aux Etats-Unis. Allgemeine Besprechung der verschiedensten Ausführungen, unter Beifügung von Einzelheiten. Mit Abbildungen. Le ciment 1909. Nr. 3.

Praktische Anwendungen der Methoden zur Bestimmung der zulässigen Pfahlbelastung. — Eine ausgeführte Gründung mit Blechrohr-Betonpfählen. 2 Aufsätze von Ing. R. Kafka über die Verfahren und Formeln zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Pfählen. Die sogenannte allgemeine Rammformel (von Ing. O. Stern) scheint mit der Wirklichkeit gut übereinstimmende Ergebnisse zu liefern. Ermittlung der Rammtiefe nach der sog. statischen Widerstandslinie. Einführung der Begriffe: Verdrängungsmaß, d. i. räumliche Ausdehnung des durch einen eingerammten Pfahl erzeugten Verdichtungsgebietes im Boden; kubische Verdrängungsfestigkeit, d. i. die spezifische passive Druckfähigkeit des erzeugten räumlichen Verdichtungsgebietes; das Produkt aus beiden gibt den Eindringungswiderstand. Mit Abbildungen und praktischen Beispielen. Beton u. Eisen 1909. Nr. 7 u. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1909. Nr. 15.

Versuche über die Verdrängung des Bodens beim Einrammen von Pfählen. Von Prof. von Schoen, Wien. Vorzügliche Abbildungen geben Aufschluß über die Art des Ausweichens des Bodens, je nach der Form der Pfahlspitze. Österr. Wochenschrift f. d. öffentl. Baudienst 1909. Nr. 19.

Fioriture sulle piastrelle di cemento. Zur Vermeidung von Flecken in der Farbe und von Ausblühungen auf Zementplatten wird empfohlen, abgelagerten Zement, reinen Sand und reines Wasser zu verwenden. Aufstapelung der Platten so, daß sie gleichmäßig austrocknen können. Il cemento 1909. Nr. 6. u. 7.

Ästhetische Zementdachsteine. Für und wider die Zementdachsteine. Tonind.-Ztg. 1909. Nr. 60 und 63.

Asbestos Cement Shingles. Asbestschindeln zur Dachdeckung werden empfohlen als leicht, dauerhaft und feuersicher. Cement Age 1909. Mai. S. 381. Mit Abbildungen.

Perfectionnements apportés aux machines servant au moulage des blocs en béton. Von S. Palmer. Verbesserungen an den Maschinen für Betonsteine. Mit Abbildungen. Le ciment 1909. Nr. 3, 4 u. 5.

2. Ausführungen im Hochbau.

Prize Plans for Concrete Houses. Bei einem Wettbewerb zu Chicago für Vorstadthäuser in Eisenbeton mit nicht über 8000 Dollar Baukosten gingen 19 Entwürfe ein, die in einem besonderen Bande veröffentlicht wurden. Der erste Preis fiel auf ein Haus aus Hohlsteinen. 6 Entwürfe werden kurz besprochen unter Beigabe von Abbildungen. Cement Age 1909. Mai. S. 332.

Reinforced Concrete Foundation. Gründung eines Gasbehälters auf „Raymond“-Pfählen mit darüber erstellter Eisenbetonplatte. Angaben über die Rammarbeiten. Cement Age 1909. Mai. S. 393. Mit Abb.

Nouvelles méthodes employées aux Etats-Unis pour la fondation des bâtiments. E. Henry. Zur Übertragung der außerordentlich großen Lasten der Gebäude auf weniger tragfähigen Baugrund sind ganz besondere Vorkehrungen erforderlich, die klar und ausführlich beschrieben werden. Mit Abbildungen. Le génie civil. 1909. 5. und 12. Juni.

The Vaughan System. Beschreibung einer Deckenkonstruktion, bei der Eisenbetonbalken in I-Form dicht nebeneinander gelegt werden. Einzelheiten der Lagerung der Balken. Cement and Eng. News. 1909. Nr. 4. S. 1909. Mit Abbildungen.

Hollow Wall Concrete Silos. Um Schädigung durch Frost bei aufgespeichertem Getreide zu vermeiden, sind Luftschichten im Mauerwerk des Silos angeordnet. Eine hierbei erfolgreich benutzte eiserne Schalung wird besprochen. Cement and Eng. News 1909. Nr. 4. S. 100. Mit Abbildungen.

Kornspeicher in Eisenbeton. Fassungsraum 9100 cbm, 130 Silozellen. Scheidewände 15–20 cm stark, kreuzweise bewehrt. Gründung auf Senkkästen, Beton- und Holzpfehlen. Für die Baltimore and Ohio Ry. Co. in Baltimore ausgeführt, unter Verwendung von rd. 5540 cbm Beton. Mit guten Abbildungen. Zement und Beton 1909. Nr. 22.

Der Wettbewerb um die Luftschiffhalle in Friedrichshafen. Von Regierungsbaumeister Werner. Entwurf: „Aufgehende Sonne“ mit Balkenträgern als Dachbinder. Mit Abb. Eisenbeton 1909. Nr. 9. S. L. Juni 1909. V. 2. S. 193 und April 1909. V. 2. S. 266.

Nouveaux hangars à étage au port de Marseille. Von Ing. V. Forestier, Marseille. Zwei Speicher von 235 m Länge und 32,15 m Breite, ganz in Eisenbeton. Erdgeschoß und ein Obergeschoß, jedes für 2500 kg/m² Nutzlast gebaut. Spannweite der Hauptträger 7,15 m. Gründung auf Pfählen, deren jeder rund 30 t trägt. Rund 2700 Stück mit rund 26 500 m Länge. Vergabung auf Grund einer Ausschreibung, bei der viele Entwürfe in Eisen eingegangen waren. Be-

vorzugung des Entwurfs in Eisenbeton, da er um rund 200 000 Fr. billiger war (1478 000 Fr.), schneller ausgeführt werden konnte (10 Monate gegen 15 Monate in Eisen) und gar keine Unterhaltung notwendig macht, während diese für Eisen wegen der Nähe des Meeres ziemlich kostspielig werden würde. Ausführliche Beschreibung des Entwurfs und Bauvorganges und der Probelastungen. Mit Abb. Beton und Eisen 1909. Nr. 5 und 7.

Lagergebäude aus Eisenbeton. Die Unterzüge unter dem ersten Stockwerke sind Bogenbinder mit Zugbändern unter dem Fußboden von 16,5 m Lichtweite. Diese Anordnung ist bei dem Zwecke des Gebäudes zulässig, sieht aber durchaus nicht schön aus. Mit Abb. und Zeichnungen. Zement und Beton 1909. Nr. 20.

Das neunstöckige Lagerhaus der Steel-Weddes Co. in Chicago. Geschäftsgebäude, dessen Keller zu einem vierstöckigen Verteilbahnhof der Chicagoer unterirdischen Güterbahn ausgebaut und ganz in Eisenbeton hergestellt ist. Schwierige Gründungen. Mit Abb. Eisenbeton 1909. Nr. 10.

Les nouveaux entrepôts de la gare de Dortmund. Beschreibung der Güterschuppenanlagen: Keller- und Erdgeschoß; Binder als Rahmen mit Mittelstütze von 20 m. Dehnungsfugen aller 30 m. Mit guten Abb. Le ciment 1909. Nr. 3. Vgl. L. März 1909. V. 5. S. 147.

Halle des fours rotatifs de la fabrique de ciment Portland de Tschischkowitz. Beschreibung mit Abb. Le ciment 1909. Nr. 4. Vgl. L. April 1909. V. 2. S. 193.

Majestic Theater. Kurze Beschreibung des Theaterbaues in Los Angeles. Mit Abb. Le ciment 1909. Nr. 4. Vgl. L. 1909. Juni. V. 2. S. 266.

La cathedrale di Poti (Russia). Eisenbetonkuppel; Beschreibung mit guten Abbildungen von Einzelheiten. Il Cemento 1909. Nr. 7. s. L. Mai 1909. V. 2. S. 222.

Dome of the Porto Rico Capitol. Kuppel des Gebäudes für die gesetzgebenden Körperschaften von Porto Rico; hat ca. 12 m Halbmesser. Weitere Einzelangaben. The Eng. Rec. 1909. Nr. 18. S. 578. Mit Abb.

A Reinforced Concrete Church in Los Angeles. Eiseneinlagen genietete Profile. Große Kuppel von 25 m Lichtweite. The Eng. Rec. 1909. Nr. 12. Mit Abb.

Casa d'abitazione in cemento armato. Wohnhaus in Genua, auf 2200 qm bebauter Grundfläche mit 6 Stockwerken und 48 Wohnungen. Gerippe in Eisenbeton. Wie in vielen anderen italienischen Städten besteht auch hier die Einrichtung, daß jede der 48 Wohnungen käuflich erworben werden kann, so daß das Haus schließlich eine Reihe von Teileigentümern besitzt. Mit Abbildungen. Il Cemento 1909. Nr. 8.

Residences of Concrete. Eine Reihe von 18 in Eisenbeton ausgeführten Wohnhäusern wird in Bildern vorgeführt mit kurzen Bemerkungen. Cement Age 1909. Mai. S. 344.

Kaufhausneubau der Firma Heinrich Esders in Dresden. Kurze Angaben über den interessanten Bau eines Kaufhauses, wobei dauernd ein teilweiser Geschäftsbetrieb aufrecht erhalten wurde. Deutsche Bauzeitung 1909. Mitteilungen. Nr. 12. S. 49. Mit Abb.

A Unique Sanitary House. Das auf der Ausstellung des Tuberkulosekongresses mit der goldenen Medaille bedachte Krankenhausmodell von D. Morrill wird besprochen. 6-Zimmerhaus, sehr billig herzustellen, mit Luftschicht in der Außenmauer. Cement Age 1909. Mai. S. 371. Mit Abbildungen.

The Annapolis Power House. Eisenbetonfachwerkgebäude 30×45 qm mit Anlage des Kohlenbehälters im Dachraum. The Eng. Rec. 1909. Nr. 20. S. 639. Mit Abb.

The Design and Construction of a Concrete House. Von John Wynkoop. Um den Baumeistern, die an Eisenbeton nicht gewöhnt sind und daher den neuen Baustoff in den allgemeinen Häuserbauten vermeiden, die Einfachheit des Betonbaus vor Augen zu führen, wird eine Reihe von Aufsätzen über ein Wohnhaus in Eisenbeton veröffentlicht mit Grundrissen, Ansichten, Werkplänen und Einzelheiten. Cement Age 1909. Mai. S. 315. Mit Abb.

Le case contro il terremoto. Ingenieur Pasquale Sabatini leitet aus der Betrachtung der beim Erdbeben beobachteten Bewegungen die Bedingungen ab für die geeignetste Bauweise. Als solche bezeichnet er Eisenbeton und gibt bauliche Einzelheiten für Säulen, Decken und Wände an (Streckmetall). Mit Abb. Il Cemento 1909. Nr. 6.

Il cemento resiste al terremoto. Eisenbetonbauten sind nur dann gegen Erdbeben sicher und widerstandsfähig, wenn sie aus guten Baustoffen und sachgemäß hergestellt werden. Um das in jedem Falle zu erreichen, wird verlangt, daß für die italienischen Erdbebengebiete von der Regierung Vorschriften erlassen werden die unkundigen und gewissenlosen Unternehmern (die es auch in Italien gibt!) das Handwerk legen sollen. Il Cemento 1909. Nr. 8.

La Question des Tremblements de terre à la Société des Ingénieurs civils. Der genannte Verein hat die Bauweisen für Erdbebengebiete ausführlich erörtert. Zunächst ein Vortrag von Dr. Bergeron über die Fortschritte der Seismologie seit 1894, mit interessanten Angaben über Einzelheiten. Sodann allgemeine Besprechung der Bauweisen für Erdbebengebiete. Erläuterung der Vorzüge der Eisenbetonbauweise durch Flament-Hennebique. Zusammenstellung

der Bedingungen für die Bauweise in Erdbebengebieten und Vorschläge zu ihrer Verwirklichung. Le ciment 1909. Nr. 3, 4, 5.

Edilizia antisismica. In diesem Aufsatz werden 4 Veröffentlichungen über die Bauweisen für Erdbebengebiete und über Schutz- und Abwehrmaßregeln bei Erdbeben besprochen und im Auszug mitgeteilt. 1. Prof. Arch. Dan. Donghi: Organi di difesa e sistemi di ricostruzione. 2. Ant. Del Pra: Il problema delle case nei paesi del terremoto. 3. Al. Del Giudice nach: Novello tipo di costruzione muraria resistente ai terremoti, sistema di Pace. 4. Tipo di casa antisismica. Sämtliche Veröffentlichungen enthalten beachtenswerte Vorschläge. Mit Abb. Il Cemento 1909. Nr. 9.

Tipi e norme da adottarsi per le nuove costruzioni nella regione Calabro-Sicula. Der Verein der italienischen Ing. und Arch. fordert auf, zur nächsten Versammlung im September d. J. Vorschläge und Entwürfe für eine Bauweise in den Erdbebengebieten vorzulegen. Il Cemento 1909. Nr. 7.

Concorso per costruzioni edilizie nelle regioni italiane soggette a movimenti sismici. Kurze Mitteilung über die eingegangenen Arbeiten und das Preisgericht. Il Cemento 1909. Nr. 10. s. L. März 1909. V, 2. S. 142.

Teer- und Ammoniakbehälter des Gaswerkes der Stadt Weimar. Von Ing. K. Schaaf. Hochbehälter von 21 m Höhe mit mehreren Zellen. Beschreibung, Mitteilung der Berechnungen. Mit Abb. Beton und Eisen 1909. Nr. 7.

Concrete Oil Tanks. Ein im Jahre 1900 in Beton 1:2:4 hergestellter Ölbehälter ist ohne Nachteil und ohne Ausbesserungen in Gebrauch. Cement and Eng. News 1909. Nr. 4. S. 106. Mit Abb.

A New Method of Using Forms for Building a Concrete House. Beschreibung der Schalvorrichtung Dietrich, mit der mit wenig Arbeitskräften senkrechte Mauern ohne große Rüstungen hergestellt werden. Cement and Eng. News 1909. Nr. 4. S. 102. Mit Abb.

Reducing the Cost of Formwork in Concrete Construction. Von Walter Mueller. Kurze Angaben über Einrichtungen, die das gleichzeitige Einschalen senkrechter Betonwände überflüssig machen. Verstellbare Formen in Holz und Eisen sollen über 50% der üblichen Schalungskosten sparen. Cement Age 1909. Mai. S. 384. Mit Abb.

Vorschlag zur Schutzbekleidung für den Eiffelturm. Von Svedberg & Boklund. Abgesehen von der Antwort auf die Frage, ob der Eiffelturm wirklich einer Bekleidung bedarf, ist der Entwurf wohl beachtenswert. Nach meiner Ansicht geht aber durch eine Verkleidung die

Schönheit des Bauwerks verloren. Zement und Beton 1909. Nr. 20. Mit Abb.

3. Ausführungen im Brückenbau.

Reinforced Concrete Trestles with Pile Bents. Eisenbahnviadukt; Joche in 4,5 bis 5,5 m Abständen, zeigen 6 Eisenbetonpfähle, ebenso Fahrbahn aus Eisenbetonbalken. Nähere Angaben über die Herstellung der runden gewalzten Pfähle. Eng. News 1909. Nr. 20. S. 546. Mit Abb.

The Sligo Reinforced Concrete Viaduct. 5 m breite Straße ist in 12 m Höhe auf 80 m langem Gerüstpfelerviadukt in Eisenbeton geführt. Zahlreiche Angaben über Ausgestaltung der Böcke und Fahrbahn. The Eng. Rec. 1909. Nr. 20. S. 621. Mit Abb.

Fußgängerbrücke in Eisenbeton am Bahnhof Anklam. Bewehrung durch Eisenfachwerkträger, die recht reichlich zu sein scheint. Mit Abbildungen. Zentralbl. d. Bauv. 1909. Nr. 33. Zement und Beton 1909. Nr. 21.

The Mississippi River Bridge at St. Paul. Straßenbrücke mit einem Eisenbetonbogen von 35 m Stützweite. The Eng. Rec. 1909. Nr. 14. S. 408. Mit Abbildungen.

Die Feistritzbrücke in Birkendorf. Dreigelenkbogen von 30 m Spannweite für Straßenverkehr (Dampfwalze 18 t), mit Fahrbahntafel in Eisenbeton. Mit vorzüglichen Abbildungen. Östr. Wochenschrift f. d. öfftl. Baudienst 1909. Nr. 22.

Eisenbahnbrücke bei Amerang. Höhe 26 m; sieben halbkreisförmige Öffnungen von je 14 m. Eingleisige Eisenbahnbrücke. Beschreibung des Bauwerks und Bauvorgangs. Zement und Beton 1909. Nr. 23.

Zwei Eisenbeton-Bogenbrücken in Ungarn. Für die Eisenbahn Fogaras—Kronstadt, mit 36 und 60 m Spannweite. Sehen sehr luftig aus. Mit guten Abbildungen. Schwz. Bztg. 1909. Nr. 22.

Un pont en béton du sixième siècle. Gewölbte Fußgängerbrücke in Amalfi, aus Beton (natürlicher Zement und Steinschlag) wird dem 6. Jahrhundert zugeschrieben. Mit Abbildungen. Le Ciment 1909. Nr. 5.

Nuovo ponte sull' Astico. Straßenbrücke bei Cogollo über den Astico für 350 kg/qm Verkehrslast. Dreigelenkbögen von 30 m Stützweite, mit Fahrbahn in halber Höhe, d. h. über den Kämpfern gestützt, in Bogenmitte an diesem aufgehängt. Gelenke aus Hartblei. Brückenbreite 4 m. Il Cemento 1909. Nr. 6.

Erection of the Arches of the Mulberry Street Viadukt. Interessante Angaben über den Bau eiserner Lehrgerüste für die 20 m hohen Bögen der genannten Straßenbrücke. The Eng. Rec. 1909. Nr. 14. S. 379. Mit Abbildungen.

The Construction of the Grand River Bridge. Bauausführung einer 4gleisigen Eisen-

bahnbrücke, Angaben über Werkplatz und Rüstungen. The Eng. Rec. 1909. Nr. 18. S. 564. Mit Abbildungen.

Contractors Plant on a Bridge. Ausführliche Angaben über die maschinellen Einrichtungen beim Bau einer größeren Straßenbrücke. The Eng. Rec. 1909. Nr. 14. S. 409. Mit Abbildungen.

An Arch with Steel Ribs, Filled with Concrete. Eiserner Straßenbrücke zu Philadelphia zeigt Eisenbetonfahrbahn. Eng. News 1909. Nr. 20. S. 541. Mit Abbildungen. The Eng. Rec. 1909. Nr. 21. S. 648.

4. Ausführungen im Wasserbau.

L'Ilot artificiel de la Batterie des Maures en rade d'Hyères. Für Versuche mit Torpedos (und vielleicht auch zur Küstenverteidigung!) ist im offenen Meere, gegenüber der Reede von Hyères, ein kühnes Bauwerk in außerordentlich interessanter Bauweise errichtet worden. Sein Hauptteil ist ein ungeheurer Senkkasten aus Eisenbeton von 23,5 m Länge, 16,8 m Breite und 15,5 m Höhe, auf dem noch ein Aufbau von 6 m Höhe steht. An Land in einem Dock gestampft, wurde er schwimmend weiter ausgebaut, dann nach der 40 km entfernten Baustelle gebracht und dort zunächst durch Einpumpen von Wasser auf die in 12 m Wassertiefe liegende, besonders vorgeordnete Meeressohle abgesenkt. Dann wurde in einzelnen Fächern das Wasser durch Sand ersetzt und so die Möglichkeit geschaffen, die äußeren Fächer ganz vom Wasser zu entleeren und auszubetonieren. Der ganze Senkkasten kann, wenn notwendig, durch Ersetzen des Wasserballastes durch Luft wieder schwimmfähig gemacht werden. Das Ganze stellt eine sehr interessante Ausführung dar. Mit guten Abbildungen. Le ciment armé 1909. Nr. 5. s. L. Juni 1909. V., 2. S. 267.

Le Phare de Fathom Bank. Leuchtturm in der Straße von Malakka. Vgl. L. Mai 1909. V. 4. S. 224. Le ciment 1909. Nr. 4. Mit Abbildungen.

L'estacade de Lyon. Ladebühne am Kai Rambaud in Lyon, zum Löschen der Kohlen für die Compagnie du Gaz de Perrache. Halbkreisform, auf Eisenbetonpfählen. Mit Abbildungen. Le ciment 1909. Nr. 5.

Concrete Piles Used in Steamship Terminals. Angaben über Rammarbeiten mit Eisenbetonpfählen im Hafen Brunswick. Eng. News 1909. Nr. 20. S. 549.

Built up Concrete Slab Piles and Pile Protection. Zum Schutze der dem Bohrwurm verfallenen Holzpfähle wurden ohne größere Störungen im Hafen zu Southampton Eisenbetonplatten verwendet. The Eng. Rec. 1909. Nr. 19. S. 601.

5. Ausführungen im Straßen-, Eisenbahn-, Tunnel- und städtischen Tiefbau.

Asphalt- und Makadam-Belagsarten. Für städtische Straßen wird nur dem Asphaltbelag, für Chausseebauten dem Teermakadam eine Zukunft prophezeit. Beton-Ztg. 1909.

Chemins de fer départementaux du Cher. In diesem Aufsatz über die Lokalbahnen im Departement du Cher werden einige Ausführungen in Eisenbeton beschrieben: Bahnsteigkanten, Gründungen, Verbreiterung einer steinernen Brücke durch Auskragungen, Wasserbehälter. Berechnungen. Mit Abbildungen. Annales des ponts et chaussées 1909. Nr. 1. Januar/Februar.

Rimessa per locomotive a Busalla. Lokomotivschuppen mit rechteckigem Grundriß und Dachbindern aus Balken in Pfostenfachwerk von 16 m Lichtweite. Mit Abbildungen. Il Cemento 1909. Nr. 10.

Doublement de la conduite d'adduction des eaux de l'Avre. Röhren von 1,25 m Durchmesser für eine Druckwasserleitung von 8 Atm. bestehen aus einem eisernen Rohr von 3 mm, das außen und innen mit Eisenbeton nach System Bonna verkleidet ist (Verwendung von I-Eisen).

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Kohlenstation für Lokomotiven aus armiertem Beton.

Die Pittsburg & Erie Railroad hat bei Pollock in Pennsylvania eine Kohlenstation für die Lokomotiven ganz aus armiertem Beton durch die Firma Link Belt Co. herstellen lassen.

Die Kohlenstation besteht aus zwei aus armiertem Beton hergestellten erhöhten Behältern, von denen der größere mit einem Fassungsvermögen von 200 t für Kohlen, der kleinere mit einem Fassungsvermögen von 50 t vollständig mit Stahlplatten ausgekleidet ist und dazu dienen soll, die aus den Lokomotiven entleerte Asche und Schlacke aufzunehmen. Die Lokomotiven werden zwecks Kohlens auf ein Nebengeleise gefahren, das an die Kohlenbehälter heranführt. Hier werden von zwei Schütten aus die Kohlen in den Lokomotivtender herabgelassen. Diese Schütten werden durch Getriebe geöffnet und geschlossen und sind mit schwenkbaren Vorlagen versehen, die vorne mit einer Haube überdeckt sind, um so zu vermeiden, daß die Kohlen beim Verladen über die Seiten des Tenders hinaus fallen.

Das Geleise, auf dem die Lokomotive beim Kohlen steht, ist unterkellert und mit einem Schmalspurgeleise versehen, auf dem Kastenwagen unter die Lokomotive gefahren werden, so daß gleichzeitig die Asche und Schlacke nach unten aus der Lokomotive entleert werden können, während von oben der Tender mit Kohlen gefüllt wird. Die Kastenwagen mit der entleerten Asche werden alsdann abgerollt, durch einen Drahtseilelevator gehoben, in den Aschenbehälter entleert und automatisch wieder auf das unterirdische Geleise gesenkt.

Auf der anderen Seite der Station befindet sich die Kohlenabladestelle, wo die Kohlen von den Waggons in denen sie herangeschafft werden, entleert werden. Ein Transporteur schafft sie dann zum eigentlichen Kohlenbehälter hinüber. Gleichzeitig führt ein zweiter Transporteur vom Aschenbehälter hierher, so daß die Möglichkeit gegeben ist, die Asche und Schlacke gleich in dieselben Waggons zu verladen, in denen die frischen Kohlen herbeigeschafft wurden.

Jedes Stück ist 4 m lang. Mit Abbildungen. Le ciment armé 1909. Nr. 5.

A Large Retaining Wall. Bau einer 8 m hohen Stützmauer am Wasser. Teilweise Rippenprofil. The Eng. Rec. 1909. Nr. 14. S. 375. Mit Abbildungen.

The Los Angeles Aquaduct. Angaben über die Vorarbeiten für die Wasserleitung der Stadt, die für 24 Millionen Dollar gebaut werden soll. Der vorwiegend in Eisenbeton geplante, ca. 350 km lange Kanal erforderte den Bau besonderer Kraftanlagen und einer Zementfabrik. Beide sind näher beschrieben. Cement and Eng. News 1909. Nr. 4. S. 113. Mit Abbildungen. Einzelheiten über die Betonbauten The Eng. Rec. 1909. Nr. 14. S. 393.

Betonkanäle. Um ein Zerstoren des Betons durch die Abwässer zu vermeiden, soll die Sohle der Betonkanäle nach der Verlegung der einzelnen Rohrstücke mit gesinterten Tonsteinchen abgedeckt werden. Vorschlag von Brt. Meer, Magdeburg. Mit Abbildungen. Zentralbl. d. Bauv. 1909. Nr. 39.

Les tuyaux en ciment. Nach A. Rousseau haben sich Zementröhren für Abwässerleitungen schlecht bewährt. Nouv. annales de la const. 1909. Mai.

FRAGEKASTEN.

(Einer Anregung aus unseren Leserkreisen folgend, haben wir einen Fragekasten eingeführt. Wir fordern die Fachgenossen auf, sich an der Beantwortung der Fragen zu beteiligen, und werden diese Mitteilungen nach dem üblichen Satz honorieren.)

Frage 1:

Sind bereits Eisenbetonreservoirs zum Aufbewahren von feinem Olivenöl ausgeführt worden und wenn ja, welche Resultate haben sie ergeben? Wird der Geschmack des Öles von dem Reservoir, etwa durch den inneren Zementverputz beeinflusst und, ist dies der Fall, gibt es kein beim Verputzen anzuwendendes Mittel, welches die Gefahr einer Beschädigung des Öles ausschließt? Welches ist das beste chemische Mittel, durch welches oben erwähnte Reservoir leicht und vollständig gereinigt werden können und welches verhindert, daß das neue Öl einen schädlichen Beigeschmack von den Ölresten des Reservoirs annimmt?

Antwort:

Betonreservoirs wurden für fraglichen Zweck bereits verwendet, noch ehe das Armieren von Beton mit Eisen zu nennenswerter Anwendung gelangte. In Berührung mit Beton verliert Olivenöl seinen Geschmack insoweit nicht, als der Beton gegen Einwirkung des Öles geeigneten Widerstand bietet. Dieser wird einestheils dadurch vermittelt, als zur Herstellung derartiger Reservoirs nur fette Mischungen verwendet werden dürfen, unter Benützung tadelloser Binde- und Magerungsmittel, wie auch unter sorgfältiger und sachgemäßer Erstellung und Verarbeitung ihres Gemenges, und vorwiegend geschieht die Vermittlung durch geeignete Entlaugung und Verkittung der vollkommen abgebundenen Reservoirwände. Als Magerungsmittel wären grundsätzlich nur solche mit geringem Kalkgehalte zu verwenden, während als Bindemittel nur tadellose Zemente in Frage kommen, die geringe freie Kalkmenge ausscheiden.

Zur Entlaugung der fertigen Reservoirs dient lauwarmes oder abgestandenes Wasser, dessen Zu- und Ableitung, bzw. dessen Einwirkung so oft und so langfristig erfolgt, als die

Ablauge noch alkalische Reaktion verrät. Dem letzten Wasserbade ist Natroncarbonat oder Natronsilikat beizumengen, welche die Verkitung der sichtbaren Reservoirflächen wesentlich fördern, indem sich in diesen eine geschlossene Kruste von Calciumsilikat bzw. Calciumcarbonat bildet, die beide der Einwirkung und dem Vordringen des Olivenöles nachhaltigen Widerstand bieten. Dieser Behelf nützt jedoch nur in solchen Fällen, wenn zwischen dem Grobkerne und der in zwei Schichten aufzubringenden Deck- oder Feinschichte störende Spannungsdifferenzen nicht auftreten, bzw. an der mit Metallkellen geglätteten letzten Feinschichte Haarrisse nicht auftreten. Ihr Zutagetreten rührt nur von unsachgemäßer Erstellung und Fertigstellung der Reservoirs her und muß diese Erscheinung im vorliegenden Anwendungsfalle bedingungslos bereits im Entstehen behindert werden.

Die Dichtung und Immunisierung der Reservoirflächen erfolgt auch in der Weise, daß die ersteren nach genügender Entlaugung und Trocknung an den in Betracht kommenden Flächen mit Fluorsilikaten getränkt werden, die ähnliche Wirkung zur Folge haben, wie das Natronsilikatbad. Auch können für fraglichen Zweck zur Anwendung gelangen: Emulsion von Erdwachs, Paraffin, Kolophonium und Bitumen, ferner Preolith, Inertol und Ceresit. Erdwachs- oder Kolophoniumemulsion dürften im vorliegenden Falle vorzuziehen sein.

Zur Befreiung der Reservoirwände von ihnen bereits anhaftenden Ölbestandteilen dienen Alkalien oder Säuren. Die ersteren werden warm angewendet — vorwiegend kaustische Soda —, wobei das in den Betonflächen sitzende Öl und Calciumoleat verseift bzw. zersetzt und leicht ausgelaugt werden kann. Die Säuren werden kalt angewendet und zwar in Stärke von $\frac{1}{2}$ bis 1^0 , weil sie sonst den Beton zerstören. Durch die Säuren wird das eingesaugte Öl ausgetrieben, das bereits gebildete Calciumoleat — Kalkseife — wird zersetzt, unter Abscheidung von amorphem Calciumhydroxyd und Freiwerden von Öl, wobei dieses nach oben schwimmt und leicht abgehoben werden kann. Als Säure kann nur Schwefelsäure in Betracht kommen, weil diese aus den freigemachten Kalksalzen Gips bildet, der die Poren des Betons dichtet. Allerdings darf die Einwirkung der Säure nicht zu lange erfolgen und sind die Reservoirs nach dem Säurebade gründlich und so lange mit Wasser zu spülen, als das Abwasser noch saure Reaktion verrät.

Frage 2:

Für ein Eisenbetondach ist die Verwendung von Bims-Kiesbeton im Verhältnis von 1 Teil Zement, 2 Teilen Rheinsand und 3 Teilen Bims Kies bzw. 1 Teil Zement, $1\frac{1}{2}$ Teilen Sand und $2\frac{1}{2}$ Teilen Bims Kies vorgeschrieben und will die Baupolizei nur eine Beanspruchung von 15 kg/qcm entsprechend einer Bruchfestigkeit von 90 kg/qcm zulassen, während der statischen Berechnung eine Druckbeanspruchung von 20–30 kg/qcm, entsprechend einer Bruchfestigkeit von 120–180 kg/qcm zugrunde gelegt ist.

Sind Druckversuche über oben angegebene oder ähnliche Mischungsverhältnisse bekannt und welche Resultate lieferten dieselben? Ist in der Literatur über diese Frage etwas enthalten und in welcher?

Antwort:

Druckversuche größeren Maßstabes über die angegebenen Mischungsverhältnisse oder über ähnliche sind bisher nicht vorgenommen worden, weshalb die ein-

schlägige Fachliteratur auf derartige Versuche bezug-habende Angaben auch nicht enthält. Aus dieser Erwägung kann sich die behördliche Anordnung lediglich auf die Annahme stützen, wonach unter Zuhilfenahme von Bims erstellter Eisenbeton deshalb mindere Druckbeanspruchung ergibt, weil die Struktur von Kies ungleich dichter gefügt ist, wie die von Bims. Wenn dieser Annahme eine Berechtigung auch nicht abzuspüren ist, wäre jedoch andererseits zu berücksichtigen, daß bei vorbeschriebenem Mischungsverhältnisse in kleinerem Maßstabe vorgenommene Versuche nachweisbar zumindest 20 kg/qcm Druckbeanspruchung ergeben und unter Einhalten sachgemäßer Erstellung der Druckproben auch wesentlich größere Druckbeanspruchung. Hierbei wäre allerdings zu berücksichtigen, daß zwischen der Verarbeitung von Kies bzw. Sand und Bims wesentliche Abweichungen bestehen, die bedingungslos eingehalten werden müssen, schon weil die Struktur von Bims und Kies bzw. Sand große Abweichungen verrät.

Denn wird vorbeschriebenem Mischungsverhältnisse beispielsweise nur trockener Bims beigemischt und auch nur so viel Wasser, als wenn als Magerungsmittel nur Kies bzw. Sand verwendet worden wäre und wird die Nachbehandlung eines derart erstellten Betonproduktes auch nur in der Weise gehandhabt, als ob als Magerungsmittel nur Kies bzw. Sand verwendet worden wäre, so ist ein solches Betonprodukt nach erfolgtem Abbinden aus folgenden Ursachen als minderwertig zu bezeichnen.

Der trocken beigemengte Bims absorbiert zufolge seiner Struktur außergewöhnlich viel Wasser und er hält dieses auch nachhaltig fest, wenn er von Luft nicht umspült wird. Der trocken beigemengte Bims entzieht somit dem im Abbinden begriffenen Beton diejenige Feuchtigkeitsmenge, die dieser eben zum geeigneten Abbinden benötigt, weshalb derart erstellte Betonprodukte um so mangelhafter abbinden, je weniger Feuchtigkeit sie während ihres Abbindeprozesses zugeführt erhalten. Wird aber der Bims in gut durchfeuchtetem Zustande verarbeitet, und wird derart erstellten Betonprodukten während ihres Abbindeprozesses genügende Feuchtigkeit zugeführt, bis ihr charakteristisches Luftbläschentreiben aufhört, ergeben derart erstellte Betonprodukte ungleich bessere Ergebnisse, wie die ersteren.

Auch erfordert die Beimengung von Bims sehr sorgfältiges Mischen, weitgehendes Stampfen und fettere Mischung, wie wenn nur Kies bzw. Sand allein als Magerungsmittel zur Anwendung gelangen, welche Abweichung ebenfalls durch die Bimsstruktur bedingt ist. Denn sowohl der Zement wie auch der Sand kriechen beim Mischen und Stampfen förmlich in den Bims hinein, welche Bewegung unbedingt zu berücksichtigen ist. Werden aber die Anforderungen derselben nicht befriedigt, gleichviel, ob durch mangelhaftes Mischen oder Stampfen, ob durch magere Zement- oder Sandbeimengung oder durch zu geringe Wasserzufuhr, verraten derart erstellte Betonprodukte nach ihrem Abbinden einen gewissen Grad von Mürbheit. Und derart erstellte Druckproben dürften selbst eine Druckbeanspruchung von 15 kg/qcm niemals zulassen.

Schließlich wäre noch zu berücksichtigen, daß im Bims ein beträchtlicher Teil durch natürliche Sinterung erschlossener Kieselsäure vorhanden ist, die mit dem freigemachten Calciumoxyd des Zementes ungleich innigere und umfangreichere Verbindung eingeht, wie mit kalkigem oder quarzhaltigem Sand. Aus diesen Erwägungen wäre die den fraglichen statischen Berechnungen zugrunde gelegte Druckbeanspruchung von 20 kg/qcm gutzuheißen, wenn die Erstellung des Eisenbetons vorangeführte Bedingungen erfüllt.

Den Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 10 Exemplaren des betr. vollständigen Hefes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einsendung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.